Федеральное государственное унитарное предприятие
«Научно-исследовательский центр «Строительство»

ФГУП «НИЦ «Строительство»

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Нормы проектирования зданий

СТО 36554501-016-2009

Москва
2009

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

Цели и задачи разработки, а также использования стандартов организаций в РФ установлены Федеральным законом от 24 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании», а правила разработки и оформления — ГОСТ Р 1.0—2004 «Стандартизация в Российской Федерации. Основные положения» и ГОСТ Р 1.4—2004 «Стандартизация в Российской Федерации. Стандарты организаций. Общие положения».

Сведения о стандарте:

1 РАЗРАБОТАН И ВНЕСЕН ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко — филиалом ФГУП «НИЦ «Строительство» (Руководитель темы — д-р техн. наук, проф. *Ю.П. Назаров*, ответственный исполнитель темы — *В.И. Ойзерман*) при участии следующих организаций: НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, НИИОСП, ОАО «26 ЦНИИ», МГСУ, ИФЗ РАН, ИГЭ РАН.

2 РЕКОМЕНДОВАН К ПРИНЯТИЮ секцией НТС ФГУП «НИЦ «Строительство» от 8 октября 2009 г.

3 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ приказом и.о. генерального директора ФГУП «НИЦ «Строительство» от 13 октября 2009 г. № 211.

4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Предложения и замечания по стандарту следует направлять по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская, 6, тел.: 8(499)1747063, 8(499)1712858; e-mail: gost.e-ecolog.ru

Настоящий стандарт не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве нормативного документа без разрешения ФГУП «НИЦ «Строительство»

© ФГУП «НИЦ «Строительство», 2009

Содержание

1 Область применения 1

2 Термины и определения 1

3 Нормативные ссылки 2

4 Основные положения 2
Предельные состояния сооружений 2
Расчетная модель воздействия 3
Расчетная модель сооружения 4

5 Расчеты на сейсмические воздействия 6
Методы расчетов на сейсмические воздействия 7
Расчет элементов конструкций 12

6 Конструктивные требования к жилым, общественным и производственным зданиям (сооружениям) 13
Предельные размеры отсеков зданий 13
Лестницы 14
Перекрытия 15
Перегородки 15
Эркеры и лоджии 16
Фундаменты и стены подвалов 16
Особенности проектирования железобетонных конструкций 16
Железобетонные каркасные здания 17
Здания со стальным каркасом 19
Крупнопанельные здания 20
Здания из объемных блоков 20
Здания с несущими стенами из монолитного железобетона 21
Здания со стенами из штучных материалов 22
Здания с несущими стенами из крупных блоков 25
Деревянные здания 26

7 Противопожарные мероприятия 27
Основные положения 27
Обеспечение огнестойкости объектов защиты 28
Требования к оборудованию технологической части автоматических установок пожаротушения 28
Требования к элементам систем автоматической пожарной сигнализации, оповещения и управления эвакуацией людей при пожаре, приемно-контрольным приборам и приборам управления автоматических установок пожаротушения 29

8 Восстановление и усиление зданий 29

Приложение А. Карты ОСР-97 31

Приложение Б. Таблица Б.1 32

Приложение В. Характеристики пространственной модели 33

ОПЕЧАТКА

К СТО 36554501-016-2009 « Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования зданий»

В каком месте	Напечатано	Должно быть
Стр. 22, п. 6.83	Для штучной кладки несущих стен…	Для штучной кладки несущих и самонесущих стен…

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Нормы проектирования зданий

Construction in seismic regions.
Seismic design of buildings

Дата введения 2009—11—01

1 Область применения

Настоящий документ устанавливает требования по расчету, конструированию и объемно-планировочным решениям сооружений, обеспечивающие их сейсмостойкость.

При разработке документа учитывались рекомендации международных организаций по сейсмостойкому строительству, положения нормативных документов стран СНГ, а также предложения специалистов, принимавших участие в работе.

2 Термины и определения

2.0 Сейсмостойкость — способность сооружения сопротивляться сейсмическим воздействиям. При этом состояние сооружения при землетрясении и после него с заданной обеспеченностью не превышает предельного.

2.1 Надежность строительного объекта — его способность выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации.

2.2 Нормальная эксплуатация — эксплуатация строительного объекта в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиями на проектирование условиями, в том числе с соответствующим техническим обслуживанием, капитальным ремонтом и/или реконструкцией.

2.3 Основание — часть массива грунта, взаимодействующая с конструкцией здания и воспринимающая воздействия, передаваемые через фундамент и подземные части здания.

2.4 Срок службы — продолжительность нормальной эксплуатации строительного объекта до состояния, при котором его дальнейшая эксплуатация недопустима или нецелесообразна.

2.5 Строительная конструкция — часть здания или сооружения, выполняющая определенные несущие, ограждающие или эстетические функции.

2.6 Строительный объект — строительное сооружение, здание, помещение, строительная конструкция, строительное изделие или основание.

2.7 Воздействия — нагрузки, изменения температуры, влияния на строительный объект окружающей среды, действие ветра, осадка оснований, смещение опор, деградация свойств материалов во времени и другие эффекты, вызывающие изменение напряженно-деформированного состояния строительных конструкций.

2.8 Конструктивная система — совокупность взаимосвязанных строительных конструкций и основания.

2.9 Нагрузки — внешние механические силы (вес конструкций, оборудования, снегоотложения, людей и т.п.), действующие на строительные объекты.

2.10 Предельное состояние строительного объекта — состояние строительного объекта, при превышении характеристик которого его эксплуатация недопустима, затруднена или нецелесообразна.

2.11 Прогрессирующее (лавинообразное) обрушение — последовательное (цепное) разрушение несущих строительных конструкций и основания, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей вследствие начального локального повреждения.

2.12 Расчетная схема (модель) — модель конструктивной системы, используемая при проведении расчетов.

2.13 Расчетные критерии предельных состояний — соотношения, определяющие условия реализации предельных состояний.

2.14 Эффект воздействия — реакция (внутренние усилия, напряжения, перемещения, деформации) строительных конструкций на внешние воздействия.

3 Нормативные ссылки

Настоящие нормы разработаны в соответствии со стандартами и нормативными документами Российской Федерации, и в них использованы ссылки на следующие нормативные документы:

СТО 36554501-015-2008 Нагрузки и воздействия

СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия

СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений

СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений

СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения

СНиП II-23-81* Стальные конструкции

СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах

СНиП II-22-81* Каменные и армокаменные конструкции

СТО 36554501-014-2008 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

СП 31-114-2004 Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах

СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений

СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.

4 Основные положения

4.1 Настоящие нормы следует соблюдать при проектировании зданий (сооружений), возводимых на площадках сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

При проектировании высотных зданий, пространственных конструктивных систем сложной формы и др. следует учитывать сейсмические воздействия меньшей интенсивности, если расчетный анализ подтвердил необходимость и целесообразность выполнения таких расчетов.

Необходимость учета сейсмических воздействий при проектировании зданий (сооружений), разрушение которых не связано с гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (некоторые виды складов, крановые эстакады, небольшие мастерские и др.), а также временных зданий и сооружений устанавливается заказчиком.

4.2 Настоящие нормы содержат требования по расчету, конструированию и объемно-планировочным решениям сооружений, обеспечивающие их сейсмостойкость.

Принятые проектные и конструктивные решения должны быть обоснованы результатами расчета по предельным состояниям сооружений, их конструктивных элементов и соединений, а также, при необходимости, данными экспериментальных исследований.

Сейсмостойкость зданий обеспечивается комплексом мер:

а) использованием объемно-планировочных решений, обеспечивающих, как правило, симметрию масс и жесткостей здания, а также равномерность их распределения по высоте;

б) назначением элементов конструкций и их соединений с учетом результатов расчетов на сейсмические воздействия согласно разделу 5;

в) выполнением конструктивных мероприятий, предусмотренных в разделе 6, назначаемых независимо от результатов расчетов на сейсмические воздействия, обеспечивающих соблюдение исходных предпосылок расчета и возможность развития в определенных элементах конструкций допустимых пластических деформаций;

г) высоким качеством строительно-монтажных работ.

Предельные состояния сооружений

4.3 Физическое предельное состояние сооружения после прошедшего землетрясения должно соответствовать условиям его нормальной эксплуатации, несмотря на повреждения отдельных элементов конструкций.

4.4 Рассматривается следующая расчетная схема:

расчетная модель воздействия;

расчетная модель сооружения.

Расчетная модель воздействия

4.5 Сейсмические воздействия представляют собой случайные колебания поверхности земли. По характеру — это динамические воздействия кинематического типа, когда задаются не внешние нагрузки, а перемещения основания сооружения или их производные: скорости, ускорения.

Колебания возникают при землетрясениях, вероятность которых различна в разных пунктах земли, что учитывается на картах ОСР-97 (приложение А).

4.6 В настоящем документе используются следующие характеристики сейсмического воздействия:

сейсмичность района строительства;

сейсмичность площадки строительства.

Сейсмичность района строительства

4.7 Интенсивность сейсмических воздействий в баллах (сейсмичность) для района строительства следует принимать на основе комплекта карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации — ОСР-97, утвержденных Российской академией наук. Указанный комплект карт отражает 10 % (карта А), 5 % (карта В), 1 %-ную (карта С) вероятность возможного превышения (или 90 %, 95 % и 99 %-ную вероятность непревышения) в течение 50 лет указанных на картах значений сейсмической интенсивности.

Указанная на картах сейсмическая интенсивность относится к участкам со средними по сейсмическим свойствам грунтами (II категория согласно табл. 1).

Уточнение сейсмичности района строительства допускается осуществлять по материалам детального сейсмического районирования (ДСР), выполняемого сейсмологическими организациями РАН или Минрегионразвития России.

4.8 Комплект карт ОСР-97 (А, В и С) позволяет оценивать на трех уровнях степень сейсмической опасности и предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов трех категорий, учитывающих ответственность сооружений (согласно СТО 36554501-014-2008):

Карта А — массовое строительство (объекты нормального уровня ответственности);

Карта В — объекты высокого уровня ответственности;

Карта С — объекты особо высокого уровня ответственности.

Решение о выборе карты при проектировании конкретного объекта принимается заказчиком по представлению генерального проектировщика.

4.9 В качестве расчетной модели воздействия принимаются сейсмические движения грунта основания, в зависимости от способа описания которых следует использовать следующие ее разновидности:

дифференциальная — модель, когда для каждой точки грунтового основания сооружения задается вектор ускорения (скорости или перемещения), который нормируется в соответствии с волновыми функциями;

интегральная — модель, когда в пределах массива грунтового основания сооружения выполнено осреднение, движение которого в пространстве как единого целого определяется вектором ускорения поступательного движения и вектором углового ускорения вращения (ротации).

Для обеих моделей векторы сейсмического воздействия являются случайными как во времени, так и в пространстве.

4.10 Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве.

При расчете сооружений следует, как правило, учитывать наиболее опасные для данной конструкции или ее элементов направления действия сейсмических нагрузок.

Сейсмичность площадки строительства

4.11 Расчетную сейсмичность площадки строительства следует определять на основании:

материалов общего сейсмического районирования территории (определение сейсмичности района строительства);

сейсмического микрорайонирования (СМР), выполняемого в соответствии с составом работ, указанным в нормативных документах по инженерным изысканиям в строительстве.

4.12 При получении новых (уточненных) данных о сейсмической опасности площадки следует, как правило, повторно выполнять работы по СМР на площадке с заменой фрагмента карты СМР и утверждением его в установленном порядке.

Влияние типа фундамента (в том числе свайного), его конструктивных особенностей и глубины заложения на сейсмичность площадки, указанной на карте СМР, не учитывается.

4.13 При отсутствии карт СМР для сооружений, указанных в п. 4.15, допускается упрощенное определение расчетной сейсмичности площадки строительства по материалам инженерно-геологических изысканий и расчетной сейсмичности района строительства согласно табл. Б.1 (приложение Б).

Примечание — Корректировка сейсмичности площадки строительства, указанной на карте СМР, по материалам общих инженерно-геологических изысканий с применением табл. Б 1 не допускается

Водонасыщенные грунты, способные к виброразжижению при землетрясениях, нельзя использовать в качестве оснований сейсмостойких зданий и сооружений без проведения предпостроечных мероприятий, исключающих опасность влияния виброразжижения.

На грунтах III категории при необходимости следует предусматривать усиление оснований, обеспечивающее их динамическую устойчивость при землетрясениях согласно СНиП по основаниям и фундаментам (уплотнение, закрепление, замена на крупноблочные грунты и т.д.).

Примечание — Уточнение сейсмичности площадки, на которой выполнены мероприятия, предусмотренные в данном пункте, осуществляется на основе результатов повторного применения инструментальных методов сейсмического микрорайонирования

Расчетная модель сооружения

4.14 В расчетах на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий следует использовать расчетные динамические модели сооружения и расчетные модели воздействия, учитывающие особенности поведения сооружения при землетрясении и пространственный характер сейсмического воздействия. В расчетной динамической модели сооружения и его элементов следует учитывать реальное распределение масс и жесткостей. Принимается пространственная расчетная динамическая модель сооружения, характеристики которой указаны в приложении В.

4.15 Для сооружений простой геометрической формы с симметричным расположением масс и жесткостей с наименьшим размером в плане не более 80 м для грунтов I категории, 60 м — для грунтов II категории и 30 м — для грунтов III категории при расчете на горизонтальные сейсмические воздействия допускается использование упрощенных моделей сооружения, представляющих собой невесомую вертикальную консоль с сосредоточенными массами, расположенными в уровнях перекрытий (рис. 1).

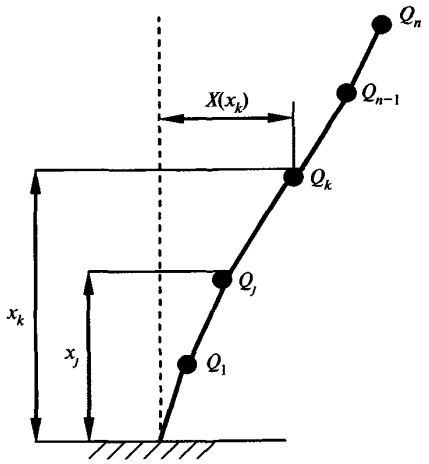

Рис. 1. **Упрощенная модель сооружения**

4.16 В результате взаимодействия колеблющегося грунта (сейсмического воздействия) с расчетной динамической моделью сооружения последнее деформируется, проходя следующие стадии:

стадия 1 — упругая в неповрежденном сооружении; ей соответствует расчетная динамическая модель-1;

стадия 2 — упругопластическая; ей соответствует расчетная динамическая модель-2;

стадия 3 — упругая в поврежденном сооружении; ей соответствует расчетная динамическая модель-3.

4.17 При формировании расчетной динамической модели-1 используются физико-механические характеристики сооружения (в том числе жесткость и логарифмический декремент колебаний) в состоянии «до землетрясения».

При формировании расчетной динамической модели-3 используются физико-механические характеристики сооружения в состоянии «в конце землетрясения» (с учетом полученных при землетрясении повреждений).

В расчетах следует учитывать дополнительные импульсы скорости, возникающие в результате высвобождения потенциальной энергии и перехода ее в кинетическую.

4.18 Конструктивная система сооружения в состоянии «в конце землетрясения», соответствующая остановке процесса повреждений конструкций, условно называется «предельной системой сооружения».

Формирование предельной системы сооружения и его расчетной динамической модели-3 выполняется по результатам предварительного анализа сооружения и возможных повреждений элементов его конструкций при землетрясении.

Примечание — Для каркасных зданий с диафрагмами жесткости и заполнением, участвующим в работе, в качестве предельной системы сооружения допускается принимать конструкции каркаса без учета возможной работы заполнения.

4.19 При разработке проектной документации следует:

выбирать более благоприятные в сейсмическом отношении площадки строительства;

применять материалы, конструкции и конструктивные схемы, обеспечивающие наименьшие значения сейсмических нагрузок;

принимать объемно-планировочные и конструктивные решения, обеспечивающие, как правило, симметричность и регулярность распределения в плане и по высоте сооружения масс, жесткостей и нагрузок на перекрытия;

назначать сечения элементов конструкций и их соединения с учетом результатов расчетов согласно разделу 5;

конструировать стыковые соединения, опорные элементы и узлы таким образом, чтобы они обеспечивали надежную передачу усилий и совместную работу несущих конструкций во время землетрясения;

создавать возможность развития в определенных элементах допустимых неупругих деформаций;

предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие устойчивость и геометрическую неизменяемость конструкций при развитии в элементах или соединениях между ними неупругих деформаций, а также исключающие возможность хрупкого их разрушения;

при конструировании высотных зданий следует не допускать снижения крутильной жесткости здания, особенно в его нижней части;

располагать, по возможности, стыки элементов вне зоны максимальных усилий;

принимать конструктивные решения сооружений и элементов, обеспечивающие возможно минимальные вертикальные нагрузки на несущие элементы от собственного веса и других статических нагрузок относительно несущей способности этих несущих элементов;

избегать конструктивных решений, уязвимых с точки зрения возможности прогрессирующего разрушения, когда разрушение одного из несущих элементов приводит к разрушению сооружения в целом или его значительной части;

применять материалы и конструкции, обладающие минимальной массой.

4.20 Не следует, как правило, размещать сооружения на участках, неблагоприятных в сейсмическом отношении, к которым относятся следующие площадки строительства:

сложенные водонасыщенными грунтами, способными к виброразжижению при землетрясениях;

с возможным проявлением осыпей, обвалов, оползней, карста, провалов и деформаций от горных выработок;

расположенные в зонах возможного прохождения селевых потоков или снежных лавин;

расположенные на цунамиопасных участках.

При необходимости строительства на указанных участках следует:

проводить инженерные мероприятия по улучшению сейсмических свойств грунтов или их замене;

принимать меры по укреплению оснований;

в проектах зданий предусматривать дополнительное усиление несущих конструкций.

Повышение сейсмичности площадки строительства с целью косвенного учета перечисленных выше неблагоприятных факторов не допускается.

4.21 На площадках, расчетная сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить сооружения, как правило, не допускается.

При соответствующем научно-техническом и экономическом обосновании строительство в каждом конкретном случае может быть допущено по специальным техническим условиям,

согласованным с Минрегионразвития, при обязательном научно-техническом сопровождении научно-исследовательской организацией, определенной Минрегионразвития.

4.22 При проведении специальных инженерных мероприятий по укреплению в основании грунтов III категории по сейсмическим свойствам (уплотнение, цементация, замена на крупнообломочные грунты и др.) уточнение сейсмичности площадки должно осуществляться на основе результатов повторного применения методов сейсмического микрорайонирования.

4.23 Допускается проектировать сооружения, оснащенные системами сейсмоизоляции или другими системами регулирования динамической реакции, при этом эффективность и целесообразность их применения обосновываются и оцениваются с учетом того, насколько при расчетных сейсмических воздействиях снижаются усилия в элементах конструкций, оснащенных системами сейсмоизоляции, по сравнению с упомянутыми усилиями в конструкциях без систем сейсмоизоляции.

4.24 При необходимости повышения сейсмостойкости существующих зданий (в частности, при изменении сейсмичности площадки строительства) необходимо выполнить технические обследования их конструкций и основания, на основе которых разработать проект усиления, в котором могут быть использованы следующие мероприятия:

приведение объемно-планировочных решений к требованиям настоящих норм путем разделения зданий сложных конструктивных схем на отсеки простой формы антисейсмическими швами, разборки верхних этажей здания, устройства дополнительных элементов жесткости для обеспечения симметричного расположения жесткостей в пределах отсека и уменьшения расстояния между ними;

усиление стен, рам, вертикальных связей для обеспечения восприятия усилий от расчетных сейсмических воздействий;

увеличение жесткости дисков перекрытия, надежности соединения их элементов, устройство или усиление антисейсмических поясов;

обеспечение надежности связей между стенами различных направлений, между стенами и перекрытиями;

повышение надежности элементов соединения сборных конструкций стен;

снижение сейсмических нагрузок путем снижения массы здания, использования сейсмоизоляции, пассивного демпфирования и других методов регулирования сейсмической реакции.

5 Расчеты на сейсмические воздействия

5.1 Расчет конструкций и оснований сейсмостойких сооружений должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий.

При расчете на особые сочетания значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по табл. 5.1.

5.2 Горизонтальные сейсмические нагрузки от масс на гибких подвесках, ветровые и температурно-климатические нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов в расчетах на особое сочетание, как правило, не учитываются.

При определении вертикальной сейсмической нагрузки следует учитывать вес крана, вес тележки, а также с понижающим коэффициентом 0,3 вес груза, равного грузоподъемности крана.

Горизонтальную сейсмическую нагрузку от веса мостов и тележек кранов следует учитывать с коэффициентом 0,5. Возможность расположения двух кранов на одном крановом пути в смежных шагах колонн здания допускается не учитывать. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное СНиП 2.01.07 по нагрузкам и воздействиям, при этом не учитывается.

Таблица 5.1

Виды нагрузок	Значение коэффициента сочетаний n_c
Постоянные	0,9
Временные длительные	0,8
Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0,5

Для сооружений, указанных в п. 4.15, расчетные сейсмические нагрузки следует принимать действующими, как правило, горизонтально в направлении продольной и поперечной осей. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях следует учитывать раздельно.

5.3 Вертикальную составляющую сейсмического воздействия необходимо учитывать при расчетах:

горизонтальных и наклонных консольных конструкций вылетом 12 м и более;

конструкций пролетом:

24 м и более при сейсмичности площадок 7 баллов;

18 м и более при сейсмичности площадок 8 баллов;

12 м и более при сейсмичности площадок 9 баллов;

прочности несущих стен из каменной кладки;

сооружений на устойчивость против опрокидывания или против скольжения;

оснований и фундаментов сооружений;

зданий высотой более 75 м;

конструкций, проверяемых на продавливание.

Методы расчетов на сейсмические воздействия

5.4 При расчетах на сейсмические воздействия применяется расчетно-экспериментальный метод, когда некоторые характеристики, используемые в расчетах, принимаются по результатам экспериментальных исследований.

В зависимости от расчетных ситуаций и особенностей сооружений используются соответствующие им предельные состояния и следующие критерии расчета:

силовые (характеристики напряженно-деформированного состояния сооружения);

кинематические (взаимные смещения отдельных элементов сооружения).

При разработке конструктивного решения сооружения следует руководствоваться расчетами, соответствующими окончанию процесса повреждений при землетрясении.

Расчеты сооружений на сейсмические воздействия следует выполнять:

а) На нагрузки, определяемые по результатам решения дифференциальных уравнений движения в частотной области (спектральный метод).

Критерии расчета: усилия в элементах здания не должны превышать предельных значений, принимаемых согласно СНиП по конструкциям.

При этом используется модель сооружения в состоянии здания «до землетрясения».

Работа элементов конструкции при землетрясении в неупругой стадии учитывается введением в расчет коэффициента k_1 (согласно табл. 5.4).

Допускается выполнять расчет с использованием деформационного критерия сейсмостойкости сооружения:

$$\mu(A,\ Q,\ \beta,\ K_\psi) \le [\mu]. \qquad (5.1)$$

Параметры A, Q, β, K_ψ приведены в п. 5.7;

μ — коэффициент податливости конструкций — отношение максимального значения деформационной характеристики при воздействии к ее наибольшему допустимому значению в упругой стадии;

$[\mu]$ — предельно допустимое значение коэффициента μ для элемента конструкции. Принимается по табл. 5.2.

Таблица 5.2

№ п.п.	Материал конструкции	Допустимые значения [μ]
1	Бетон, неармированная кирпичная кладка	1,5
2	Железобетон	3,5
3	Армированная кирпичная кладка	2,0
4	Пластичный металл	4,0
5	Хрупкий металл	1,5
Примечание — Значения [μ] допускается применять по результатам экспериментальных исследований.		

При формировании расчетно-динамической модели учитывается, что конструкция здания деформируется по упругопластической схеме (диаграмма Прандтля) с параметрами k_1 и $\mu(t)$.

б) Прямым динамическим расчетом с учетом решения дифференциальных уравнений движения во временной области с использованием набора инструментальных записей ускорений основания при землетрясениях, наиболее опасных для сооружения, или синтезированных акселерограмм. Максимальные амплитуды ускорений основания следует принимать не менее 100, 200 или 400 см/с^2 при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно.

При этом используется расчетная динамическая модель-2, которая (в связи с нестационарностью модели в этой стадии деформирования) изменяется от цикла к циклу колебаний сооружения.

В расчете используются (проверяются) следующие характеристики:

деформационная — максимальные значения коэффициента податливости μ_{max} в каждом цикле колебаний конструкции должны удовлетворять неравенству (5.1).

Проверка деформационной характеристики обеспечивает ненаступление хрупкого разрушения в элементах конструкций;

силовая — усилия в элементах расчетной динамической модели-3 не должны превышать предельных значений, принимаемых согласно СНиП по конструкциям.

Проверка силовой характеристики обеспечивает остановку процесса повреждений сооружения в заданном предельном состоянии;

дополнительная — реакция сооружения $S_{упр}$, соответствующая началу развития в конструкциях неупругих деформаций (предельный упругий уровень). Интенсивность сейсмического воздействия $I_{упр}$ (в баллах), соответствующая реакции $S_{упр}$, должна быть не менее 6 баллов.

Проверка дополнительной характеристики гарантирует упругую работу конструкций сооружения при интенсивности воздействия, равной или менее 6 баллов.

Расчеты уникальных зданий (перечень которых согласовывается с Минрегионразвития) должны производиться с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей и с учетом совместной работы надземной конструкции, фундаментов и грунтов основания.

Принципиальные положения используемой методики расчета должны подтверждаться результатами экспериментальных исследований;

в) по модифицированному спектральному методу («методу трех моделей»), согласно которому напряженно-деформированное состояние элементов конструкций при сейсмических воздействиях оценивается не для всего сооружения, а для его части, соответствующей моменту остановки процесса повреждений. При этом расчетно-динамическая модель-3 оставшейся части сооружения должна также соответствовать физическому предельному состоянию сооружения после прошедшего землетрясения (согласно п. 4.3).

При выполнении расчетов по п. 5.4, *в* характеристики расчетной динамической модели сооружения, находящегося в предельном состоянии, задаются в зависимости от особенностей конструктивных решений сооружения и характеристик принимаемого при проектировании физического предельного состояния сооружения после прохождения землетрясения.

5.5 Для всех видов сооружений следует выполнять расчеты по п. 5.4, *а* или *в*.

Для объектов особо высокого уровня ответственности (согласно п. 4.8) расчеты следует выполнять по п. 5.4, *а* и по п. 5.4, *б*.

Расчеты по п. 5.4, *б* следует также выполнять:

для зданий высотой более 75 м и сооружений с пролетами более 50 м;

для зданий, оснащенных системой сейсмоизоляции или другими системами регулирования сейсмической реакции;

для зданий с принципиально новыми конструктивными решениями, не прошедшими экспериментальную проверку.

5.6 При расчетах по пп. 5.4, *а* и 5.4, *в* необходимо определять:

поступательные сейсмические нагрузки на сооружение или на его предельную систему;

крутильные сейсмические нагрузки на сооружение или на его предельную систему.

5.7 Узловые сейсмические нагрузки на сооружения при расчетах по п. 5.6 следует определять по формуле:

$$S_{jik} = k_1 Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{jik}, \qquad (5.2)$$

где k_1 — коэффициент, учитывающий неупругую работу конструкций и допускаемые повреждения в них; принимается при расчетах по п. 5.4, *а* согласно табл. 5.4;

Q_k — вес сооружения, отнесенный к точке k, определяемый с учетом нагрузок на конструкции согласно п. 5.1;

A — коэффициент сейсмичности, значения которого следует принимать равными 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности площадки строительства 7, 8, 9 баллов;

β_i — коэффициент динамичности, соответствующий i-му тону собственных колебаний сооружения, принимаемый согласно табл. 5.3. При этом в расчетах по п. 5.4, *а* значения T_i принимаются для всего сооружения, а в расчетах по п. 5.4, *в* — только для его предельной системы;

K_ψ — коэффициент, учитывающий способность сооружения к рассеиванию энергии колебаний; при расчете по п. 5.4, *а* принимается согласно табл. 5.5. При расчете по п. 5.4, *в* принимается равным единице;

η_{jik} — коэффициент, зависящий от формы деформирования здания при его собственных колебаниях по i-му тону для j-го направления и от места расположения масс Q_k, определяемый согласно п. В.1. Для сооружений, указанных в п. 4.15, значения коэффициента формы определяются согласно п. 5.11.

5.8 Значения узловых крутильных сейсмических нагрузок (сейсмического момента) M_{jik} в точке k относительно оси j по i-й форме собственных колебаний определяются по формуле:

$$M_{ojik} = k_1 g \Theta_{jk} A \beta_i K_\psi \bar{\eta}_{jik}, \qquad (5.3)$$

где k_1, A, β_i и K_ψ — согласно п. 5.7;

g — ускорение силы тяжести;

$\bar{\eta}_{jik}$ — коэффициент формы колебаний для крутильной составляющей, определяемый согласно п. В.2;

Θ_{jik} — момент инерции массы сооружения или его предельной системы в k-й точке относительно j-й оси.

В расчетах согласно п. 5.4, *в* значения β_i и K_ψ принимаются как для расчетной динамической модели сооружения в предельном состоянии (п. 5.4, *в*).

Значения коэффициента k_1 принимаются:

в расчетах по п. 5.4, *а* — согласно табл. 5.4;

в расчетах по п. 5.4, *в* — равными единице.

5.9 Значение коэффициента динамичности β_i зависит от параметров землетрясения, категории грунта по сейсмическим свойствам и периода i-го тона свободных колебаний сооружения или его предельной системы. При отсутствии данных о параметрах прогнозируемого землетрясения значения β_i принимаются по графикам рис. 2 или по формулам табл. 5.3.

Таблица 5.3

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Участок графика (периоды T, с)	Значение β или формула для участка
I	От 0,00 с до 0,10 с	$1+15T$
	При T более 0,10 с	$1{,}3/T^{2/3}$, но не более 2,5
II	От 0,00 с до 0,15 с	$1+10T$
	При T более 0,15 с	$1{,}8/T^{2/3}$, но не более 2,5
III	От 0,00 с до 0,20 с	$1+7{,}5T$
	При T более 0,20 с	$2{,}3/T^{2/3}$, но не более 2,5

Таблица 5.4

№ п.п.	Тип здания или сооружения	Значения k_1
1	Здания и сооружения, в конструкциях которых повреждения или неупругие деформации не допускаются	1
2	Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования, возводимые:	
	из железобетонных крупнопанельных или монолитных конструкций	0,22
	со стальным каркасом без вертикальных диафрагм или связей	0,25
	то же, с диафрагмами и связями	0,22
	с железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм или связей	0,35
	то же, с диафрагмами или связями	0,25
	из кирпичной или каменной кладки	0,35
3	Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения, временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию при обеспечении безопасности людей	0,12

Таблица 5.5

№ п.п.	Характеристика конструкций	Значения K_ψ
1	Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т.п.)	1,3
2	Каркасные здания, стеновое заполнение которых не оказывает влияния на их деформативность	1,2
3	Здания и сооружения, не указанные в пп. 1 и 2	1

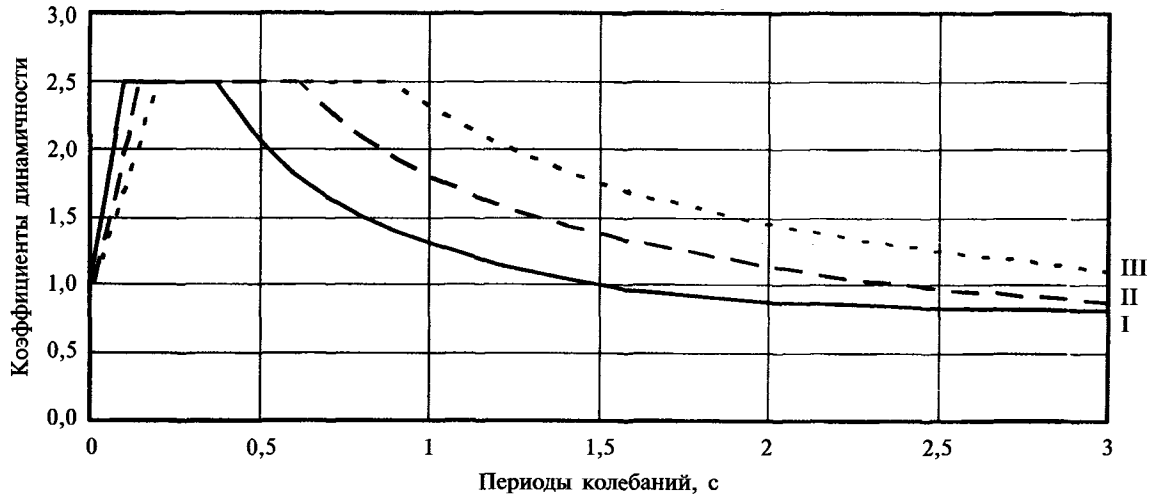

Рис. 2. **Значение коэффициента динамичности β**

Во всех случаях значения β_i должны приниматься не менее 0,8.

Примечания:

1 При сейсмичности площадки 8 баллов и более при грунтах III категории к значению S_{ik} вводится множитель 0,7, учитывающий нелинейное деформирование грунта при сейсмических воздействиях.

2 При наличии представительного статистического коллектива записей сейсмических воздействий допускается использование региональных значений β.

5.10 Для пространственных расчетных динамических моделей следует принимать расчетные характеристики, указанные в приложении В.

5.11 При определении поэтажной сейсмической нагрузки для сооружений, указанных в п. 4.15, значения коэффициентов форм колебаний следует определять по формуле:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k)\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i^2(x_j)}, \qquad (5.4)$$

где $X_i(x_k)$ и $X_i(x_j)$ — смещения здания или сооружения при собственных колебаниях по i-му тону в рассматриваемой точке k и во всех точках j, где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным;

Q_j — вес здания или сооружения, отнесенный к точке j, определяемый с учетом расчетных нагрузок на конструкцию согласно п. 5.1.

Для зданий высотой до пяти этажей включительно с незначительно изменяющимися по высоте массами и жесткостями этажей при $T_1 < 0{,}4$ с коэффициент η_k допускается определять по упрощенной формуле:

$$\eta_k = \frac{x_k \sum_{j=1}^{n} Q_j x_j}{\sum_{j=1}^{n} Q_j x_j^2}, \qquad (5.5)$$

где x_k и x_j — расстояния от точек k и j до верхнего обреза фундаментов.

5.12 При расчете сооружений, указанных в п. 4.15, помимо поступательной сейсмической нагрузки, определяемой согласно п. 5.7, необходимо учитывать крутящий момент относительно вертикальной оси сооружения, проходящей через его центр тяжести. Расчет по формуле (5.3) при этом не выполняется.

Значение расчетного эксцентриситета между центрами жесткостей и масс сооружения в рассматриваемом уровне следует принимать не менее $0{,}025B$, $0{,}07B$ или $0{,}10B$ для грунтов основания I, II или III категории по сейсмическим свойствам.

Консольные конструкции, вес которых по сравнению с весом здания незначителен (балконы, козырьки, консоль для навесных стен и т.п. и их крепления), следует рассчитывать на вертикальную сейсмическую нагрузку при значении $\beta\eta = 5$.

Конструкции, возвышающиеся над сооружением и имеющие по сравнению с ним незначительный вес (парапеты, фронтоны и т.п.), а также крепления памятников, тяжелого оборудования, устанавливаемого на первом этаже, следует рассчитывать с учетом горизонтальной сейсмической нагрузки, вычисленной при $\beta\eta = 5$.

Стены, панели, перегородки, соединения между отдельными конструкциями, а также крепления технологического оборудования следует рассчитывать на горизонтальную сейсмическую нагрузку по формулам (5.2) и (5.3) при $\beta\eta$, соответствующем рассматриваемой отметке сооружения, но не менее 2. Силы трения учитываются только при расчете горизонтальных стальных соединений в крупнопанельных зданиях.

5.13 Вертикальную сейсмическую нагрузку в случаях, предусмотренных п. 5.3, следует определять по формуле (5.2), при этом значение коэффициента K_ψ принимается равным единице, а значение вертикальной сейсмической нагрузки умножается на 0,7.

5.14 Перемещения (прогибы) в точке k сооружения определяются от суммарного действия сейсмических нагрузок, определенных по пп. 5.7 и 5.8. При этом значение коэффициента k_1 принимается равным единице.

5.15 Самонесущие стены, перегородки, конструкции, возвышающиеся над сооружением и имеющие по сравнению с ним незначительный вес (парапеты и др.), а также крепления технологического оборудования к конструкциям здания следует рассчитывать на местную сейсмическую нагрузку, равную произведению массы стены (перегородки, оборудования) на ускорения колебаний сооружения при землетрясении, соответствующие рассматриваемому уровню сооружения. Значение местной сейсмической нагрузки умножается на 0,5.

5.16 Сейсмостойкость грунтовых оснований и фундаментных конструкций должна быть обеспечена в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.

Расчет элементов конструкций

5.17 Напряженно-деформированное состояние конструкций сооружения оценивается с учетом основного и особого сочетания нагрузок, в том числе совместного действия всех узловых сейсмических сил и сейсмических моментов, по формулам (5.2) и (5.3) соответственно для каждой формы колебания.

Кроме того, следует учитывать напряженно-деформированное состояние несущих конструкций, сложившееся в период эксплуатации сооружения.

5.18 Расчетные значения силового фактора N_p (усилий, напряжений) в элементах конструкций от расчетных сейсмических нагрузок следует определять при условии статического действия их на сооружение по формуле:

$$N_p = \frac{m_1}{m_2}\sqrt{\sum_{i=1}^{n} N_i^2}, \qquad (5.6)$$

где N_i — значения силового фактора в рассматриваемом сечении, вызываемого сейсмическими нагрузками, соответствующими i-й форме колебаний;

n — число учитываемых в расчете форм колебаний;

m_1 — коэффициент ответственности элемента за переход здания в предельное состояние; принимается по данным табл. 5.6;

m_2 — коэффициент условий работы конструкции; принимается по данным табл. 5.7.

Таблица 5.6

№ п.п.	Элемент конструкции	Значения m_1
1	Колонны первого и второго этажей каркасных зданий	1,5
2	Колонны каркасных зданий, кроме указанных в п. 1	1,3
3	Связевые элементы каркасных зданий	1,2
4	Несущие элементы покрытий пролетом 18 м и более	1,2
5	Прочие элементы, не указанные в пп. 1—4	1,0

Таблица 5.7

№ п.п.	Характеристика конструкций	Значения m_2
	При расчетах на прочность	
1	Стальные и деревянные	1,3
2	Железобетонные со стержневой и проволочной арматурой, кроме проверки на прочность наклонных сечений	1,2
3	Железобетонные при проверке на прочность наклонных сечений	1,3
4	То же, при расчете по пространственным сечениям при действии крутящих моментов	1,4
5	Сварные соединения	1,0
6	Болтовые и заклепочные соединения	1,1
	При расчетах на устойчивость	
7	Стальные элементы гибкостью свыше 100	1,0
8	То же, гибкостью до 20	1,2

Окончание таблицы 5.7

№ п.п.	Характеристика конструкций	Значения m_2
9	То же, гибкостью от 20 до 100	От 1,2 до 1,0 по интерполяции
Примечание — При расчете стальных и железобетонных конструкций, подлежащих эксплуатации в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе при расчетной температуре ниже минус 40 °С, следует принимать m_2 = 0,9; в случае проверки прочности наклонных сечений m_2 = 0,8.		

5.19 Если периоды i-го и $(i + 1)$-го тонов собственных колебаний сооружения отличаются менее чем на 10 % друг от друга, то вместо формулы (5.5) допускается применять формулы, учитывающие взаимную корреляцию обобщенных координат.

Количество учитываемых в расчете форм колебаний следует принимать таким образом, чтобы сумма модальных масс соответствующих форм была не менее 90 % по каждым направлениям X, Y и Z.

5.20 Для зданий с равномерным распределением жесткостей и масс по высоте число учитываемых форм колебаний следует принимать равным трем, если значение периода первой формы колебаний $T_1 \geq 0{,}4$ с. При $T_1 < 0{,}4$ с допускается учитывать только первую форму колебания.

5.21 При расчете подпорных стен необходимо учитывать сейсмическое давление грунта.

6 Конструктивные требования к жилым, общественным и производственным зданиям (сооружениям)

Предельные размеры отсеков зданий

6.1 Максимальные высоты зданий в зависимости от типа несущих конструкций и расчетной сейсмичности приведены в табл. 6.1.

Таблица 6.1

Несущие конструкции зданий	Высота, м (количество этажей)		
	Сейсмичность площадки, баллы		
	7	8	9
1 Стальной каркас	По требованиям для несейсмических районов		
2 Железобетонный каркас:			
рамно-связевый (с железобетонными диафрагмами или ядрами жесткости)	50(16)	38(12)	29(9)
рамный без диафрагм и ядер жесткости	29(9)	23(7)	17(5)
безригельный с железобетонными диафрагмами или ядрами жесткости	44(14)	32(10)	23(7)
безригельный без диафрагм и ядер жесткости	14(4)	11(3)	8(2)
3 Стены из монолитного железобетона	74(24)	62(20)	50(16)
4 Стены крупнопанельные железобетонные	44(14)	38(12)	29(9)
5 Объемные блоки	44(14)	38(12)	29(9)
6 Стены из крупных бетонных или виброкирпичных блоков	29(9)	23(7)	17(5)
7 Стены из кирпича керамического, силикатного, бетонных и природных камней правильной формы и мелких блоков	14(4)	11(3)	8(2)
То же, комплексной конструкции, усиленные монолитными железобетонными стержнями или плоскими включениями	17(5)	14(4)	11(3)

Окончание таблицы 6.1

Несущие конструкции зданий	Высота, м (количество этажей)		
	Сейсмичность площадки, баллы		
	7	8	9
8 Стены комплексной конструкции из керамических камней	14(4)	11(3)	8(2)
9 Стены деревянные бревенчатые, брусчатые, щитовые	11(3)	8(2)	8(2)
10 Стены из мелких ячеисто-бетонных блоков (с железобетонными включениями)	8(2)	8(2)	4(1)

Примечания:

1 За высоту здания принимается разность отметок низшего уровня отмостки или спланированной поверхности земли, примыкающей к зданию, и низа верхнего перекрытия. Допускается не включать в расчетную высоту здания один верхний мансардный этаж, общий вес конструкций которого более чем на 50 % ниже массы конструкций нижележащих этажей.

2 Высота зданий с железобетонным каркасом без диафрагм и ядер жесткости может быть увеличена на 3 м (один этаж) при использовании кирпичного заполнения, работающего совместно с каркасом.

3 Высота зданий с несущими стенами из штучной кладки может быть увеличена на 3 м (один этаж) при использовании технологий, обеспечивающих величину нормального сцепления в кладке не менее 180 кПа (1,8 кгс/см^2).

4 Применение кирпича с горизонтальными пустотами запрещается.

6.2 Здания следует разделять антисейсмическими швами на отсеки в случаях, если:

здание или сооружение имеет сложную форму в плане;

смежные участки здания или сооружения имеют перепады высот 5 м и более;

смежные участки здания существенно отличаются один от другого величинами жесткости.

В одноэтажных зданиях, в том числе в зданиях коттеджного типа высотой до 10 м, при расчетной сейсмичности 7 баллов и менее антисейсмические швы допускается не устраивать.

6.3 Длина отсека здания между антисейсмическими швами не должна превышать 80 м при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов и 60 м при расчетной сейсмичности 9 баллов.

6.4 Ширина антисейсмических швов на каждом уровне должна быть не меньше суммы взаимных горизонтальных смещений отсеков от расчетной нагрузки, определенных в соответствии с п. 5.6, и не меньше минимальной, которую для зданий высотой до 5 м следует принимать равной 30 мм и увеличивать на 20 мм на каждые 5 м высоты.

6.5 Антисейсмические швы должны разделять здания и сооружения по всей высоте. Допускается не устраивать шов в фундаменте, за исключением случаев, когда антисейсмический шов совпадает с осадочным.

6.6 Антисейсмические швы следует выполнять путем возведения парных стен или рам, а также возведения рамы и стены.

Конструкция примыкания отсеков в зоне антисейсмических швов, в том числе по фасадам и в местах переходов между отсеками, не должна препятствовать их взаимным горизонтальным перемещениям. Конструкции переходов между отсеками должны быть надежно закреплены к элементам одного из смежных отсеков. Конструкция их опирания на элементы другого отсека в пределах его ширины должна обеспечивать взаимное смещение элементов, не допуская их обрушения при сейсмическом воздействии.

Лестницы

6.7 Лестничные клетки следует предусматривать, как правило, закрытыми с естественным освещением через окна в наружных стенах на каждом этаже. Расположение и количество лестничных клеток следует определять в соответствии со СНиП по противопожарным нормам проектирования зданий и сооружений, но принимать не менее одной между антисейсмическими швами в зданиях высотой более трех этажей. Устройство лестничных клеток в виде отдельно стоящих сооружений не допускается.

6.8 Лестницы, как правило, следует применять из крупных железобетонных элементов, соединяемых между собой с помощью сварки, либо из монолитного железобетона. Устройство консольных ступеней, заделанных в кладку, не допускается.

6.9 Допускается применение лестничных маршей с металлическими косоурами и наборными ступенями при условии соединения с помощью сварки косоуров с площадками и ступеней с косоурами и деревянных лестниц в деревянных зданиях.

6.10 Конструкции лестничных маршей и узлов их креплений к несущим элементам зданий, как правило, не должны препятствовать взаимным горизонтальным смещениям смежных перекрытий. При этом лестничные марши должны быть надежно закреплены с одного конца, а конструкция опирания другого конца должна обеспечивать свободное смещение марша относительно опоры, не допуская его обрушения.

Допускается использовать конструкции лестничных маршей, связанных с перекрытиями по обоим концам, при этом несущая способность лестничных маршей и узлов их креплений должна быть рассчитана на восприятие нагрузок, возникающих при взаимном смещении перекрытий.

Лестничные площадки, располагаемые в уровне междуэтажных перекрытий, должны надежно связываться с антисейсмическими поясами или непосредственно с перекрытиями.

Перекрытия

6.11 Перекрытия зданий следует выполнять в виде жестких горизонтальных дисков, соединенных с вертикальными конструкциями здания и обладающих способностью перераспределять между ними горизонтальную сейсмическую нагрузку.

6.12 Жесткость сборных железобетонных перекрытий и покрытий следует обеспечивать следующими способами:

устройством сварных соединений плит с другими плитами, элементами каркаса или стенами;

устройством монолитных железобетонных обвязок (антисейсмических поясов) с анкеровкой в них выпусков арматуры из плит;

заделкой швов между элементами перекрытия мелкозернистым бетоном.

Конструкция и количество соединений элементов перекрытий должны быть рассчитаны на восприятие усилий растяжения и сдвига, возникающих в швах между плитами, а также с элементами каркаса или стенами. Боковые грани плит перекрытий и покрытий должны иметь шпоночную или рифленую поверхность.

6.13 Жесткость перекрытий с несущими конструкциями из металлических балок следует повышать путем устройства между ними монолитного или сборного железобетонного заполнения с замоноличенными швами, сварным соединением с закладными деталями железобетонных элементов или устройством горизонтальных связей.

6.14 Длина части сборных железобетонных плит перекрытий и покрытий, опирающихся на несущие конструкции, принимается не менее:

для кирпичных и каменных стен — 120 мм;

для стен из вибрированных кирпичных блоков — 90 мм;

для железобетонных панелей и ригелей — 60 мм;

для плит, опирающихся на железобетонные панели по 3 и 4 сторонам, — 50 мм.

6.15 В одноэтажных зданиях со стенами из штучной кладки при расстояниях между стенами не более 6 м в обоих направлениях допускается устройство деревянных перекрытий (покрытий), при этом балки перекрытий следует конструктивно связывать с антисейсмическим поясом и устраивать по ним сплошной дощатый диагональный настил.

Перегородки

6.16 Перегородки следует выполнять легкими, как правило, крупнопанельной или каркасной конструкции. Перегородки из штучных материалов должны быть усилены связанными между собой армированными штукатурными слоями или установкой жестких вертикальных элементов с горизонтальным армированием, связанным со стойками. Кладка перегородок должна удовлетворять пп. 6.83, 6.85, 6.86.

6.17 Конструкции крепления перегородок к несущим элементам здания и узлов их примыкания должны исключать возможность передачи на них горизонтальных нагрузок, действующих в их плоскости.

6.18 Прочность перегородок и их креплений должна быть в соответствии с п. 5.6 подтверждена расчетом на действие расчетных сейсмических нагрузок из плоскости.

Эркеры и лоджии

6.19 Устройство эркеров допускается при условии установки в проемах наружных стен железобетонных рам, связанных со стенами.

Устройство встроенных лоджий допускается с установкой жесткого решетчатого или рамного ограждения в плоскости наружных стен. Устройство пристроенных лоджий допускается с установкой металлических связей с несущими стенами, сечение которых определяется по расчету, но не менее 1 см^2 на 1 п. м.

Вынос стен лоджий и эркеров, а также плит балконов не должен превышать 1,5 м.

Конструкции перекрытий лоджий и эркеров должны быть связаны с закладными деталями стеновых элементов или с антисейсмическими поясами, устроенными в стенах лоджий и эркеров и связанными с антисейсмическими поясами примыкающих стен или непосредственно с внутренними перекрытиями.

Фундаменты и стены подвалов

6.20 Проектирование фундаментов зданий следует выполнять в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01.

6.21 Вертикальная арматура стен и элементов каркаса, в которой расчетом на особое сочетание нагрузок допускается растяжение, должна быть надежно заанкерена в фундаменте.

6.22 В фундаментах и стенах подвалов из бетонных блоков их следует укладывать в виде непрерывной ленты. Перевязка блоков должна быть обеспечена в каждом ряду, а также во всех углах и пересечениях на глубину не менее $^1/_2$ высоты блока.

По верху сборных ленточных фундаментов следует укладывать слой раствора марки 100 толщиной не менее 40 мм и продольную арматуру диаметром 10 мм в количестве три, четыре и шесть стержней при сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно. Через каждые 300—400 мм продольные стержни должны быть соединены поперечными стержнями диаметром 6 мм. Для заполнения швов между блоками следует применять раствор марки не ниже 50.

В случае выполнения стен подвалов из сборных панелей или крупных блоков, конструктивно связанных с ленточными фундаментами, укладка указанного слоя раствора не требуется.

В зданиях при расчетной сейсмичности 9 баллов должна предусматриваться укладка в горизонтальные швы в углах и пересечениях стен подвалов арматурных сеток с заделкой в примыкающие стены на глубину не менее 2 м с продольной арматурой общей площадью сечения не менее 1 см^2.

6.23 В зданиях до трех этажей включительно и сооружениях соответствующей высоты при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается применение для кладки стен подвалов блоков пустотностью до 50 %.

Особенности проектирования железобетонных конструкций

6.24 Проектирование элементов железобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с требованиями СНиП 52-01 и сводов правил, разработанных в их развитие, с учетом дополнительных требований настоящего документа.

При расчете прочности нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых элементов значения граничной относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R следует принимать по СП 52-101 с коэффициентом, равным при расчетной сейсмичности 7 баллов — 0,85; 8 баллов — 0,70; 9 баллов — 0,50.

Применение внецентренно растянутых железобетонных элементов не допускается.

6.25 В качестве рабочей арматуры конструкций без предварительного напряжения следует преимущественно применять свариваемую арматуру класса А500, предпочтительно класса А500СП. В несущих элементах железобетонных зданий не рекомендуется применение арматуры класса А400 из стали марки 35ГС в виде стыкуемых сваркой отдельных стержней, сварных сеток и каркасов, анкерных стержней закладных деталей, а также выпусков сборных изделий, соединяемых сваркой при монтаже.

Не допускается применять в качестве рабочей арматуру, имеющую полное относительное удлинение при максимальном напряжении $\delta_{max}(A_{gt})$ менее 2,5 % или относительное равномерное удлинение δ_p менее 2 %, а также арматурную проволоку класса Вр-I.

6.26 Для железобетонных колонн многоэтажных каркасных зданий с арматурой классов А400 и А500 общий процент армирования рабочей продольной арматурой не должен превышать 6 %, а арматурой А600 — 4 %.

При специальном обосновании может быть допущено более высокое насыщение колонн продольной арматурой при условии усиления приопорных участков колонн с помощью косвенного армирования сварными сетками с шагом 80—100 мм.

Во внецентренно сжатых линейных элементах, кроме колонн, а также в изгибаемых элементах, в которых учитывается продольная сжатая арматура, при сейсмичности 8 и 9 баллов шаг хомутов должен устанавливаться по расчету, но не более:

при $R_{sc} \leq 450$ МПа (4500 кгс/см^2) — 400 мм, а также $12d$ для вязаных каркасов и $15d$ — для сварных каркасов;

при $R_{sc} > 450$ МПа (4500 кгс/см^2) — не более 300 мм, а также $10d$ для вязаных каркасов и $12d$ — для сварных каркасов, где d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней.

Если площадь сечения продольной арматуры внецентренно сжатого элемента превышает 3 %, хомуты должны быть сварными или приваренными к продольным стержням арматуры; расстояние между хомутами должно быть не более $8d$ и не более 250 мм.

Применение стыков арматуры внахлестку со сваркой или без сварки, как правило, не допускается.

При стыковании арматуры в малоответственных конструкциях (кроме элементов каркаса) допускается использование сварных соединений арматуры внахлестку. При этом длина перепуска арматуры и длина сварных швов принимается на 30 % больше значений, ГОСТ 14098—91 для сварного соединения типа С23-Рэ.

6.27 В вязаных каркасах концы хомутов необходимо загибать вокруг стержня продольной арматуры в направлении центра тяжести сечения и заводить их внутрь бетонного ядра не менее чем на $6d$ хомута, считая от оси продольного стержня.

6.28 В предварительно напряженных конструкциях, подлежащих расчету на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия, усилия, определяемые из условий прочности сечений, должны превышать усилия, воспринимаемые сечениями при образовании трещин, не менее чем на 25 %.

6.29 При сейсмичности 9 баллов применять арматурные канаты и стержневую арматуру периодического профиля диаметром более 28 мм без специальных анкеров не допускается.

6.30 В предварительно напряженных конструкциях с натяжением арматуры на бетон напрягаемую арматуру, устанавливаемую из расчета по прочности (предельным состояниям первой группы), следует располагать в закрытых каналах, замоноличиваемых бетоном или раствором прочностью не ниже прочности бетона конструкции.

6.31 Для повышения несущей способности на срез коротких колонн с отношением высоты к размеру наибольшего поперечного сечения $l/h \leq 5$ их следует усиливать косвенным армированием в виде сварных сеток и спиралей или с помощью замкнутых многосрезных хомутов и шпилек с шагом 80—100 мм таким образом, чтобы каждый продольный стержень был закреплен от изгиба в любом направлении.

Железобетонные каркасные здания

6.32 В каркасных зданиях конструкцией, воспринимающей горизонтальную сейсмическую нагрузку, могут служить: каркас, каркас с заполнением, каркас с вертикальными связями, диафрагмами или ядрами жесткости. В качестве несущих конструкций зданий высотой более 9 этажей следует, как правило, принимать каркасы с диафрагмами, связями или ядрами жесткости.

6.33 Для каркасных зданий при сейсмичности 7—8 баллов допускается применение наружных стен из штучной кладки и внутренних железобетонных или металлических рам (стоек), при этом для кладки стен должны выполняться требования, установленные для каменных зданий. Высота таких зданий не должна превышать 7 м.

6.34 Стыкование продольной арматуры монолитных колонн следует выполнять с помощью сварных соединений дуговой механизированной или ручной сваркой на стальной скобе-накладке или ручной дуговой сваркой швами с парными накладками из стержней. При соответствующем обосновании допускается применение для соединения арматуры специальных механических устройств (опрессованных или резьбовых муфт и др.).

6.35 Стыки сборных колонн следует располагать в зоне с наименьшими изгибающими моментами. Соединение выпусков арматуры в стыках сборных колонн следует выполнять с помощью сварных соединений дуговой механизированной или ручной сваркой на стальной скобе-накладке. В элементах сборного каркаса стыкование продольной арматуры внахлестку со сваркой или без сварки не допускается.

6.36 В колоннах рамных каркасов при сейсмичности площадки 8 и 9 баллов шаг хомутов не должен превышать $1/2h$, где h — наименьший размер стороны колонн прямоугольного или двутаврового сечения. Диаметр хомутов в этом случае следует принимать не менее 8 мм.

6.37 Центральная зона жестких узлов каркасов должна быть усилена с помощью косвенного армирования в виде сварных сеток, спиралей или замкнутых хомутов, устанавливаемых по расчету. Если по данным расчета косвенное армирование не требуется, то указанную зону узла следует армировать конструктивно замкнутой поперечной арматурой (хомутами) из стержней диаметром не менее 8 мм с шагом 80—100 мм.

6.38 Участки ригелей и колонн, примыкающие к центральной зоне узлов рам, должны армироваться замкнутой поперечной арматурой (хомутами), устанавливаемой по расчету, но не более чем через 100 мм. Длину участков усиленного армирования следует принимать для ригелей не менее $1{,}5h$, для колонн — наибольшую из двух величин — $1{,}5h$ и $1/6l$, где h — наибольший размер поперечного сечения элемента, l — высота колонны в свету.

6.39 Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания и располагаться в обоих направлениях равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания. В каждом направлении должно устанавливаться не менее двух диафрагм. Допускается в верхних этажах здания уменьшать количество и протяженность диафрагм при сохранении симметричности их расположения в пределах этажа. Изменение жесткости соседних этажей при этом не должно превышать 20 %. В случаях, когда расстояние в плане между центрами жесткостей и центрами масс отсека превышает $^1/_{10}$ его максимальной длины, требуется в обязательном порядке выполнить расчет конструкций здания по пространственной схеме.

Допускается возведение зданий с существенно меньшей жесткостью нижних этажей (здания с гибким нижним этажом). При расчете таких зданий горизонтальная сейсмическая нагрузка, определяемая по п. 5.6, умножается на коэффициент 1,5.

При расчетной сейсмичности площадки строительства 9 баллов колонны и ригели гибкого этажа рекомендуется выполнять стальными или с жесткой арматурой.

6.40 Толщину плит перекрытий безригельного каркаса следует принимать не менее 200 мм, класс бетона — не менее В22,5. Монолитные безригельные и бескапительные конструкции перекрытий должны иметь рабочий пролет не более 6 м при сейсмичности площадки 7 баллов, 5 м — при сейсмичности площадки 8 баллов и 4 м — при сейсмичности площадки 9 баллов.

6.41 При расчете прочности нормального сечения плиты на действие изгибающего момента по грани с колонной ширину сжатой зоны бетона следует принимать не более трех ширин колонн. На ширине этой плиты должно быть установлено не менее 50 % расчетной арматуры, половину из которой необходимо пропустить сквозь тело колонны или соединить с металлической обоймой, установленной в месте пересечения плиты и колонны. Не допускается обрыв нижней арматуры в опорной зоне плиты.

6.42 Поперечная арматура, нормальная к плоскости плиты, устанавливается в пределах всей площади большего основания пирамиды продавливания. Требуемое количество поперечной арматуры определяется расчетом. Поперечная арматура должна состоять из стержней периодического профиля диаметром не менее 8 мм, которые следует соединять с продольной рабочей арматурой посредством сварки или концевых отгибов (крюков).

Если по расчету поперечная арматура не требуется, должно быть предусмотрено конструктивное поперечное армирование в виде стержней периодического профиля диаметром не менее 8 мм с шагом не более $^1/_3$ толщины плиты. Зона конструктивного поперечного армирования ограничивается в обоих направлениях расстоянием от граней колонны не менее двух толщин плиты. Стержни конструктивной поперечной арматуры должны также быть соединены с продольной рабочей арматурой посредством сварки или концевых отгибов.

Во избежание обрушения перекрытий безригельной и бескапительной конструкции в дополнение к полосам усиленного армирования над колоннами следует предусматривать также полосы усиленного армирования в срединных участках пролетов в обоих осевых направлениях. Во всех полосах усиленного армирования целесообразно использование групп протяженных

сварных неразрезных каркасов, плоских или пространственных. Площадь продольной арматуры в составе таких каркасов должна быть не менее 30 % всей продольной арматуры плиты. Неразрезность каркасов по всей длине полосы усиленного армирования должна обеспечиваться стыковыми сварными соединениями продольных стержневых каркасов, расположенными в зонах нулевых моментов по соответствующим осевым направлениям. Прочность таких сварных соединений должна быть не ниже нормативного сопротивления стыкуемых стержней.

6.43 В качестве ограждающих стеновых конструкций следует, как правило, применять легкие навесные панели. Допускается устройство наружных стен из штучной кладки, удовлетворяющей требованиям пп. 6.83—6.89.

6.44 Применение самонесущих стен из штучной кладки допускается:

при шаге пристенных колонн каркаса не более 6 м;

при высоте стен зданий, возводимых на площадках сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, соответственно не более 12, 9 и 6 м.

Кладка самонесущих стен должна иметь гибкие связи с каркасом, не препятствующие горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен.

Между поверхностями стен и колонн должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. По всей длине стены в уровне плит покрытия и верха оконных проемов должны устраиваться антисейсмические пояса, соединенные с каркасом здания.

Прочность элементов самонесущих стен и узлов их крепления к элементам каркаса должна быть подтверждена расчетом на действие расчетных сейсмических нагрузок в плоскости стен и перпендикулярно их плоскости. В местах пересечения торцевых и поперечных стен с продольными стенами должны устраиваться антисейсмические швы на всю высоту стен.

6.45 Конструкции ненесущих стен из штучной кладки (поэтажной разрезки) и узлы их крепления могут конструироваться либо как заполнение, участвующее в работе каркаса, либо как конструкции, отделенные от каркаса. Заполнение, участвующее в работе каркаса, рассчитывается и конструируется как диафрагма.

6.46 Конструкция узлов примыканий элементов стен, отделенных от каркаса, к несущим конструкциям здания должна исключать возможность передачи на них нагрузок, действующих в их плоскости. Прочность элементов стен такой конструкции и узлы их крепления к элементам каркаса должны быть в соответствии с п. 6.83 подтверждены расчетом на действие расчетных сейсмических нагрузок из плоскости. В узлах примыкания участков ненесущих стен различных направлений должны быть предусмотрены вертикальные антисейсмические швы толщиной не менее 20 мм, заполненные эластичным материалом.

Здания со стальным каркасом

6.47 Каркасы многоэтажных зданий для сейсмических районов могут быть запроектированы по следующим конструктивным схемам:

рамной со всеми жесткими узлами сопряжений поперечных и продольных ригелей с колоннами;

связевой с вертикальными диафрагмами жесткости или вертикальными стальными связями;

комбинированной, в которой в одном направлении здания принимается рамная схема, а в другом — связевая.

6.48 При проектировании стальных каркасов в ригелях, диафрагмах, опорных траверсах колонн рекомендуется предусматривать определенные участки, предназначенные для работы в условиях возможного развития значительных неупругих деформаций при действии сейсмических нагрузок, превышающих расчетные.

Участки развития пластических деформаций в элементах стальных конструкций должны быть вынесены за пределы сварных и болтовых соединений и узлов соединения сборных элементов.

Вертикальные связи должны быть запроектированы таким образом, чтобы после проявления в их элементах пластических деформаций не происходило существенного снижения жесткости рам, в плоскостях которых они установлены.

6.49 Для элементов каркаса, работающих в упругопластической стадии, должны применяться пластичные малоуглеродистые и низколегированные стали с относительным удлинением не менее 20 %.

6.50 Жесткость дисков перекрытий из сборных железобетонных элементов должна быть обеспечена сваркой закладных деталей плит с элементами каркаса не менее чем в трех точках для каждой плиты. При отсутствии закладных деталей в плитах перекрытий и их опирании на полки ригелей жесткость горизонтальных дисков следует обеспечивать замоноличиванием вертикальных швов между плитами и между плитами и ригелями стального каркаса. В случае опирания плит перекрытий на ригели сверху в зонах опирания плит следует предусмотреть монолитные железобетонные пояса с заанкериванием в них выпусков арматуры плит и сваркой арматуры пояса с ригелями каркаса.

6.51 При проектировании одноэтажных производственных зданий с рамами в поперечном направлении и вертикальными связями по колоннам в продольном вертикальные связи необходимо располагать по каждому продольному ряду колонн здания.

6.52 Для обеспечения пространственной жесткости и устойчивости покрытия и его элементов следует предусматривать систему связей между несущими конструкциями покрытия (фермами) в плоскости верхних и нижних поясов, а также в вертикальных плоскостях.

Крупнопанельные здания

6.53 Здания из железобетонных панелей следует проектировать с продольными и поперечными стенами, объединенными между собой, с перекрытиями и покрытиями в единую пространственную систему, воспринимающую сейсмическую нагрузку.

6.54 Стены по всей длине и ширине здания должны быть, как правило, непрерывными. Панели стен и перекрытий следует предусматривать, как правило, размером на комнату.

Соединения панелей стен и перекрытий следует обеспечивать путем сварки выпусков арматуры или закладных деталей, на болтах и замоноличиванием вертикальных колодцев между примыкающими панелями и участков стыков по горизонтальным швам мелкозернистым бетоном с пониженной усадкой.

Замоноличивание вертикальных полостей между примыкающими панелями стен должно осуществляться бетоном класса по прочности на сжатие не ниже В15 и не ниже класса бетона панелей.

При опирании перекрытий на наружные стены здания и на стены у температурных швов необходимо предусматривать сварные соединения выпусков арматуры из панелей перекрытий с вертикальной арматурой стеновых панелей.

6.55 Армирование стеновых панелей следует выполнять двухсторонним в виде пространственных каркасов или связанных между собой сварных сеток. Площадь вертикальной и горизонтальной арматуры, устанавливаемой у каждой плоскости панели, должна составлять не менее 0,025 % площади соответствующего сечения стены. В случае применения трехслойных наружных стеновых панелей толщину внутреннего бетонного слоя следует принимать не менее 100 мм.

Закладные детали, служащие для соединения панелей между собой, должны быть приварены к рабочей арматуре.

6.56 В местах пересечения стен должна размещаться вертикальная арматура, непрерывная на всю высоту здания, с соединением отдельных ее элементов между собой на сварке. Площадь поперечного сечения указанной арматуры должна определяться по расчету, но быть не менее 200 мм^2.

В местах пересечения внутренних стен с наружными допускается размещать не более 60 % расчетного количества вертикальной арматуры с размещением остальной части арматуры во внутренних стеновых панелях на участке не более 1 м от места пересечения стен.

6.57 По контуру оконных и дверных проемов следует устанавливать вертикальную арматуру.

6.58 При расположении непрерывной вертикальной арматуры в замоноличиваемых вертикальных полостях между панелями следует предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие совместность деформирования бетона замоноличивания с бетоном панелей (шпонки, распределенные по высоте панели; горизонтальная арматура, пересекающая стык).

Здания из объемных блоков

6.59 Объемно-блочные здания следует проектировать из бетонных цельноформованных или сборных объемных блоков, изготавливаемых из тяжелого или легкого бетона, объединенных в единую пространственную систему, воспринимающую сейсмические воздействия.

6.60 Объединение объемных блоков между собой может осуществляться путем:

сварки закладных деталей и арматурных выпусков;

устройства в вертикальных полостях между стенами объемных блоков монолитных бетонных или железобетонных шпонок;

устройства горизонтальных обвязочных балок в уровнях междуэтажных перекрытий и покрытий;

замоноличивания стыков по вертикальным и горизонтальным швам мелкозернистым бетоном с пониженной усадкой;

устройства скрытого монолитного железобетонного каркаса (колонн и ригелей, диафрагм жесткости) в зазорах между смежными блоками;

обжатия незамоноличенной вертикальной арматурой, напрягаемой в построечных условиях.

6.61 Стены объемных блоков допускается выполнять плоскими (однослойными и многослойными) и ребристыми.

Плоские однослойные стены и несущие слои многослойных стен должны иметь толщину не менее 70 мм.

6.62 Ребристые стены должны иметь толщину полок не менее 50 мм и высоту ребер (включая толщину полок) не менее 100 мм. Армирование объемных блоков следует выполнять пространственными каркасами и арматурными сетками.

6.63 Объемные блоки должны изготавливаться из бетона класса не менее В7,5.

6.64 Армирование плоских стен объемных блоков допускается выполнять:

двухсторонним, в виде пространственных каркасов или сварных сеток;

одинарным, в виде плоской сварной сетки.

Объемные блоки с одинарным армированием стен допускается использовать:

в зданиях со скрытым монолитным каркасом независимо от этажности;

в зданиях других типов — высотой не более 5 этажей при расчетной сейсмичности 7, 8 баллов и не более 3 этажей — при расчетной сейсмичности 9 баллов.

6.65 Поэтажное опирание блоков должно быть по всей длине несущих стен.

6.66 Конструктивные решения горизонтальных и вертикальных швов должны обеспечивать восприятие расчетных усилий по восприятию сейсмических нагрузок. Необходимое сечение металлических связей определяется по расчету, но не менее 50 мм^2 на 1 п.м длины шва.

6.67 Вертикальные и горизонтальные связи между блоками допускается выполнять сосредоточенными по углам блоков.

6.68 Размеры поперечного сечения элементов скрытого монолитного каркаса (колонн и ригелей) определяются расчетом, но должны быть не менее 160×200 мм. Армирование колонн и ригелей должно осуществляться пространственными каркасами. При этом колонны должны иметь продольную арматуру не менее 4∅12 А-III.

6.69 Толщина монолитных диафрагм жесткости, выполняемых в полостях между блоками, должна быть не менее 100 мм. Армирование монолитных диафрагм жесткости допускается выполнять одинарными сетками.

6.70 Конструктивные решения диафрагм жесткости и элементов скрытого каркаса должны обеспечивать совместность их работы с объемными блоками.

6.71 Для изготовления диафрагм жесткости и элементов скрытого каркаса следует использовать мелкозернистый бетон (по ГОСТ 26633) класса не ниже В20 с пониженной усадкой.

Здания с несущими стенами из монолитного железобетона

6.72 Здания из монолитного железобетона следует проектировать перекрестно-стеновой конструктивной системы с несущими или ненесущими наружными стенами.

6.73 В зданиях с ненесущими наружными стенами высотой более 12, 9 или 5 этажей при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно следует предусматривать не менее двух внутренних продольных стен.

Максимальное расстояние между осями несущих стен не должно превышать 7,2 м.

6.74 При расчете конструкций следует проверять прочность следующих сечений:

горизонтальных и наклонных сечений глухих стен и простенков;

вертикальных сопряжений стен;

нормальных сечений в опорных зонах перемычек, сечений на полосе между возможными наклонными трещинами и по наклонной трещине.

Независимо от результатов расчета должно предусматриваться конструктивное армирование стен:

по полю стен вертикальной и горизонтальной арматурой с площадью сечения не менее 0,10 % площади соответствующего сечения стены;

в пересечениях стен, местах резкого изменения толщины стены, у граней проемов — с площадью сечения не менее 200 мм^2.

6.75 Армирование монолитных стен следует, как правило, производить пространственными каркасами, собираемыми из плоских вертикальных каркасов и горизонтальных стержней либо горизонтальных плоских каркасов.

В пространственных каркасах, используемых для армирования поля стен, плоские каркасы должны устанавливаться с шагом не более 900 мм при конструктивном армировании и не более 400 мм при армировании поля стены арматурой, требуемой по расчету стен из плоскости на основное сочетание нагрузок. Диаметр вертикальной арматуры принимается не менее 10 мм, а горизонтальной — не менее 8 мм, шаг горизонтальных стержней, объединяющих каркасы, не должен превышать 600 мм.

6.76 Каркасы, используемые для конструктивного армирования мест пересечения стен и граней проемов, должны состоять из продольных арматурных стержней диаметром не менее 10 мм и замкнутых хомутов диаметром 3—4 мм, устанавливаемых с шагом не более 500 мм.

Изменение количества расчетной арматуры по высоте здания следует осуществлять за счет изменения диаметра продольных стержней, сохраняя неизменными их количество и расстояния между ними.

6.77 При армировании простенков шириной до 1000 мм следует предусматривать не менее четырех продольных арматурных стержней диаметром не менее 12 мм, объединяемых замкнутыми хомутами в пространственный каркас. Хомуты должны устанавливаться с шагом не более удвоенной толщины стены, или 400 мм, или 20d.

6.78 Для стержней диаметром до 20 мм стыкование арматурных каркасов по высоте здания допускается предусматривать внахлестку без сварки, вразбежку.

6.79 Для предотвращения хрупкого разрушения в вертикальных стыковых соединениях следует предусматривать установку горизонтальных арматурных стержней, пересекающих вертикальный стык. Площадь сечения горизонтальных арматурных стержней должна определяться из условия восприятия ими усилий растяжения равных 0,2T (где T — расчетное усилие сдвига, действующего в стыковом соединении) и приниматься не менее 100 мм^2 на 1 п.м стыка.

6.80 Армирование перемычек следует, как правило, производить пространственными каркасами. Крайние продольные стержни следует назначать из арматуры преимущественно класса А500с и заводить их за грань проема на длину анкеровки согласно СНиП 52-01, но не менее чем на 500 мм. С целью обеспечения устойчивости продольных стержней в сжатой зоне прямоугольного сечения перемычки их следует закреплять от выпучивания с помощью поперечных стержней.

6.81 Шаг поперечных стержней следует назначать не более 10d (d — диаметр продольных стержней). Поперечные стержни должны располагаться на расстоянии не менее 300 мм от опорной зоны перемычки.

6.82 Допускается возведение зданий с внутренними монолитными стенами и наружными стенами из штучной кладки. Расчет и конструирование таких стен производятся аналогично ненесущим стенам каркасных зданий.

Здания со стенами из штучных материалов

6.83 Для штучной кладки несущих стен следует применять следующие изделия и материалы:

а) кирпич полнотелый или пустотелый марки не ниже 75, пустотностью не выше 25 %, с отверстиями, максимальный размер сечения которых не превышает минимального расстояния между ними 16 мм; допускается использование кирпича с несквозными пустотами диаметром до 60 мм, при сейсмичности 7 баллов допускается применение кирпича и керамических камней марки не ниже 75 с большей пустотностью;

б) сплошные и пустотелые камни, мелкие блоки из легкого бетона на пористых заполнителях и из ячеистого бетона класса по прочности на сжатие В2,5 и выше;

в) камни и блоки правильной формы из ракушечников, известняков, туфов (кроме фельзитового) и других природных материалов марки 50 и выше; для зданий высотой до двух этажей сейсмичностью не более 8 баллов допускается использование известняков и ракушечников марки не ниже 35;

г) растворы марки не ниже 50 на основе цемента с пластификаторами и (или) специальными добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом или камнем.

6.84 Для возведения облицовочных слоев наружных двухслойных стен допускается использование облицовочного керамического кирпича без ограничения размеров и количества пустот.

6.85 Для возведения ненесущих стен и перегородок допускается использование: кирпича и керамических камней марки не ниже М75 без ограничения размеров и количества пустот; блоков из легких бетонов классов по прочности на сжатие не ниже В1, а также гипсовых пазогребневых плит для перегородок.

6.86 Временное сопротивление кладки осевому растяжению по неперевязанным швам R_{nt} (нормальное сцепление) должно быть не менее 120 кПа (1,2 кгс/см^2).

Для обеспечения нормативной величины временного сопротивления осевому растяжению кладки при ее изготовлении следует применять растворы со специальными добавками, повышающими прочность нормального сцепления кирпича (камня, блока) с раствором.

6.87 В проекте необходимо указывать требуемое значение R_{nt} и предусматривать специальные мероприятия (составы растворов, технологию производства работ, уход за твердеющей кладкой), которые позволят с учетом климатических условий района строительства и особенностей применяемых строительных материалов получить необходимые прочностные показатели кладки. При проектировании значение R_{nt} следует назначать в зависимости от результатов испытаний, проводимых в районе строительства.

При невозможности получения на площадке строительства (в том числе на растворах с добавками, повышающими прочность сцепления растворов с кирпичом, камнем, блоком) значения R_{nt}, равного или превышающего 120 кПа (1,2 кгс/см^2), применение кирпичной (каменной) кладки не допускается.

6.88 При сейсмичности 7 баллов допускается применение кладки из естественного камня правильной формы при R_{nt} менее 120 кПа (1,2 кгс/см^2), но не менее 60 кПа (0,6 кгс/см^2). При этом высота здания должна быть не более трех этажей, ширина простенков — не менее 0,9 м, ширина проемов — не более 2 м, а расстояния между осями стен — не более 12 м.

6.89 Расчет конструкций из штучной кладки должен производиться на одновременное действие горизонтально и вертикально направленных сейсмических сил.

Значение вертикальной сейсмической нагрузки при сейсмичности 7—8 баллов следует принимать равным 15 %, а при сейсмичности 9 баллов — 30 % соответствующей вертикальной статической нагрузки. Направление действия вертикальной сейсмической нагрузки (вверх или вниз) следует принимать более невыгодным для напряженного состояния рассматриваемого элемента.

Значения расчетных сопротивлений кладки R_t, R_{sq}, R_{tw} по перевязанным швам следует принимать по СНиП II-22, а по неперевязанным швам — определять по формулам (6.1)—(6.3) в зависимости от величины R_{nt}, полученной в результате испытаний, проводимых в районе строительства:

$$R_t = 0{,}45\ R_{nt}; \tag{6.1}$$

$$R_{sq} = 0{,}7\ R_{nt}; \tag{6.2}$$

$$R_{tw} = 0{,}8\ R_{nt}. \tag{6.3}$$

Значения R_t, R_{sq} и R_{tw} не должны превышать соответствующих значений при разрушении кладки по кирпичу или камню.

6.90 Выполнение кладки несущих, самонесущих стен, заполнения каркаса и перегородок, в том числе усиленных армированием или железобетонными включениями, из кирпича (камня, блоков) при отрицательной температуре в районах сейсмичностью 9 баллов и более запрещается.

При возведении зданий на площадке сейсмичностью 8 баллов и менее допускается выполнение зимней кладки вручную с обязательным включением в раствор добавок, обеспечивающих твердение раствора при отрицательных температурах.

Допускается ведение кладки в сейсмических районах при отрицательной температуре воз-

духа из подогретого до положительной температуры кирпича (камня, блока) на растворах без противоморозных добавок с дальнейшим укрытием и выдержкой при положительной температуре до набора прочности раствором не менее 20 % проектной.

6.91 Высота этажа зданий с несущими стенами из штучной кладки, не усиленной армированием или железобетонными включениями, не должна превышать при сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно 5, 4 и 3,5 м.

6.92 При усилении кладки армированием или железобетонными включениями высоту этажа допускается принимать равной соответственно 6, 5 и 4,5 м. При этом отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12. Не допускается возведение несущих стен зданий из мелких блоков ячеистого бетона без железобетонных включений.

6.93 В зданиях с несущими стенами высотой два и более этажей кроме наружных продольных стен должно быть не менее одной внутренней продольной стены.

6.94 Расстояния между осями поперечных стен или заменяющих рам должны проверяться расчетом и быть не более 18, 15 и 12 м для зданий, возводимых на площадке расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно.

При использовании кладки с величиной нормального сцепления не менее 1,8 кгс/см^2 расстояния между поперечными стенами могут быть увеличены на 3 м. Расстояния между стенами из комплексных конструкций допускается увеличивать на 30 %. В зданиях из мелких ячеисто-бетонных блоков расстояние между стенами независимо от расчетной сейсмичности не должно превышать 9 м.

6.95 Допускается вместо части поперечных стен или отдельных участков продольных стен предусматривать железобетонные рамы. При этом расстояния между стенами не должны превышать удвоенного расстояния, приведенного в п. 6.93, а суммарная длина рам, заменяющих участки внутренних продольных стен, не должна превышать 25 % суммарной длины внутренних продольных стен.

6.96 Размеры элементов стен каменных зданий следует определять по расчету. При этом ширина простенков должна быть не менее 0,77, 1,16 и 1,55 м для зданий, возводимых на площадке расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно. Ширину угловых простенков следует принимать на 25 см больше.

Простенки меньшей ширины необходимо усиливать железобетонным обрамлением или армированием. Проемы принимать шириной не более 3,5, 3,0 и 2,5 м для зданий, возводимых на площадке расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов соответственно. Проемы большей ширины следует окаймлять железобетонной рамой.

6.97 Выступ стен в плане не должен превышать 2 и 1 м для зданий, возводимых в районах сейсмичностью 7 и 8 баллов. Для зданий, возводимых в районах сейсмичностью 9 баллов, выступ стен в плане не допускается.

6.98 Вынос карнизов из материала стен не должен превышать 0,2 м.

6.99 В уровне перекрытий и покрытий, выполненных из сборных железобетонных элементов, по всем стенам без пропусков и разрывов должны устраиваться антисейсмические пояса из монолитного железобетона с непрерывным армированием.

Плиты перекрытий (покрытий) должны соединяться с антисейсмическими поясами посредством анкеровки выпусков арматуры или сваркой закладных деталей. Антисейсмические пояса верхнего этажа должны быть связаны с кладкой вертикальными выпусками арматуры.

6.100 Антисейсмический пояс (с опорным участком перекрытия) должен устраиваться, как правило, на всю ширину стены; в наружных стенах толщиной 500 мм и более ширина пояса может быть меньше на 100—150 мм. Высота пояса должна быть не менее толщины плиты перекрытия, класс бетона — не ниже В12,5.

Продольная арматура поясов устанавливается по расчету, но не менее 4Ø10 при сейсмичности 7—8 баллов и не менее 4Ø12 — при 9 баллах.

6.101 В сопряжениях стен в кладку должны укладываться арматурные сетки с общей площадью сечения продольной арматуры не менее 1 см^2, длиной не менее 1,5 м, через 700 мм по высоте при сейсмичности 7—8 баллов и через 500 мм — при 9 баллах.

Участки стен над чердачным перекрытием, имеющие высоту более 400 мм, должны быть усилены вертикальным армированием или вертикальными железобетонными включениями, заанкеренными в антисейсмический пояс.

Кирпичные столбы допускаются при сейсмичности 7 баллов и менее. При этом марка раствора должна быть не ниже 50, а высота столбов — не более 4 м. В двух направлениях

столбы следует связывать заанкеренными в стены балками. Устройство кирпичных столбов над чердачными перекрытиями не допускается.

6.102 Сейсмостойкость стен здания из штучной кладки следует повышать армированием кладки, введением железобетонных включений с созданием комплексных конструкций, сочетанием этих способов или другими экспериментально обоснованными методами.

Армирование кладки следует производить сетками в горизонтальных швах и вертикальными отдельными стержнями или каркасами, размещаемыми в теле кладки или в штукатурных слоях. Вертикальная арматура должна быть непрерывной и соединяться с антисейсмическими поясами. Соединение арматуры внахлест без сварки не допускается. В случае размещения вертикальной арматуры в штукатурных слоях она должна быть связана с кладкой хомутами, расположенными в горизонтальных швах кладки.

Вертикальные железобетонные включения (сердечники) должны устраиваться открытыми не менее чем с одной стороны и соединяться с антисейсмическими поясами. Продольная арматура вертикальных обрамлений простенков должна быть соединена с горизонтальным армированием хомутами, уложенными в горизонтальных швах кладки. Класс бетона включений должен быть не ниже В12,5, а количество продольной арматуры не должно превышать 0,8 % площади сечения бетона простенков.

6.103 Внутренний железобетонный слой трехслойных стен должен выполняться из бетона класса не ниже В15 и иметь толщину не менее 100 мм.

Армирование внутреннего железобетонного слоя принимается по расчету.

Внешние кирпичные слои трехслойных стен должны быть связаны между собой горизонтальным армированием, пропускаемым сквозь внутренний слой бетона и устанавливаемым по высоте с шагом не более 600 мм.

Перекрытия и покрытия должны опираться на внутренний железобетонный слой стен.

6.104 Перемычки должны устраиваться, как правило, на всю толщину стены и заделываться в кладку на глубину не менее 350 мм. При ширине проема до 1,5 м заделка перемычек допускается на 250 мм.

6.105 Дверные и оконные проемы в стенах лестничных клеток зданий из штучной кладки расчетной сейсмичности 8—9 баллов должны иметь железобетонное обрамление.

6.106 В зданиях на площадках сейсмичностью 9 баллов, высотой три и более этажей, с несущими стенами из штучной кладки выходы из лестничных клеток следует устраивать по обе стороны здания.

Здания с несущими стенами из крупных блоков

6.107 Крупноблочные здания следует проектировать со стенами преимущественно двухрядной или трехрядной разрезки.

6.108 В зданиях высотой два и более этажей кроме наружных продольных стен должно быть не менее одной внутренней продольной стены. Расстояния между осями поперечных стен или заменяющих рам должны приниматься как для зданий из кирпичной кладки.

6.109 Вертикальные швы между простеночными блоками должны быть на каждом этаже перевязаны поясными блоками. Допускается не устраивать перевязку швов в местах примыкания стен различных направлений при обязательном устройстве горизонтальной арматурной связи между ними и наличии монолитных железобетонных элементов, воспринимающих расчетные усилия среза по неперевязанным швам.

6.110 Блоки могут быть выполнены из бетонов, в том числе легких бетонов класса не ниже В2,5, а также изготовлены из кирпича, других штучных материалов и раствора, удовлетворяющих п. 6.83, с использованием вибрирования в формах на вибростоле. Нормальное сцепление кирпича (камня) с раствором в блоках должно быть не менее 120 кПа.

6.111 Стеновые блоки должны иметь по торцевым вертикальным граням пазы или четверти. Конструкцией блоков могут быть предусмотрены вертикальные технологические пустоты или включения утеплителя. Блоки должны быть армированы пространственными каркасами. Вертикальная арматура в блоках устанавливается по расчету, но не менее 2Ø8А-I по каждой боковой грани.

6.112 Блоки должны соединяться между собой сваркой закладных деталей или выпусков арматуры. Вертикальная арматура по торцам простеночных блоков, в том числе на глухих участках стен, должна быть соединена с выпусками арматуры из фундамента, вертикальной

арматурой вышележащих и нижележащих простеночных блоков, в том числе блоков смежных этажей, и заанкерена в антисейсмическом поясе перекрытия верхнего этажа.

6.113 Продольная арматура соседних поясных блоков, в том числе и блоков примыкающих стен, должна быть соединена на сварке с последующим замоноличиванием стыков.

6.114 В поясных блоках должны быть предусмотрены отверстия для пропуска вертикальной арматуры, соединяющей простеночные блоки разных этажей, место для укладки бетона антисейсмического пояса и выпуски арматуры для связи бетона поясного блока с бетоном антисейсмического пояса.

6.115 В уровне перекрытий и покрытий, выполненных из сборных железобетонных плит, по всем стенам должны устраиваться антисейсмические пояса из монолитного бетона, объединяющие выпуски арматуры из торцов плит перекрытий и выпуски из поясных блоков.

6.116 Ширина пояса должна быть не менее 90 мм, высота — соответствовать толщине плит перекрытий, класс бетона — не ниже В12,5. При подборе арматуры антисейсмических поясов допускается учитывать продольную арматуру поясных блоков.

6.117 Связи между продольными и поперечными стенами следует обеспечивать с помощью сварки закладных деталей или выпусков арматуры, замоноличиванием вертикальных стыков, укладкой арматурных сеток в каждом горизонтальном растворном шве и антисейсмическими поясами.

6.118 Для повышения сейсмостойкости зданий из крупных блоков следует устраивать вертикальные железобетонные включения в местах пересечения и по свободным торцевым граням стен. Для повышения горизонтальной жесткости глухих участков стен в вертикальных швах между простеночными блоками могут также устраиваться бетонные шпонки и сварные связи выпусков горизонтальной арматуры соседних блоков.

Деревянные здания

6.119 Деревянные здания допускается проектировать каркасными, панельными, брусчатыми и бревенчатыми.

6.120 В каркасных и панельных зданиях сейсмическую нагрузку воспринимают вертикальные и горизонтальные элементы каркаса в сочетании с раскосами и обшивками.

6.121 Шаг стоек рекомендуется принимать не более 3 м. Каждая стойка должна крепиться к фундаменту анкерными болтами и иметь металлические связи с соответствующими им стойками по высоте здания и элементами горизонтальных обвязок к уровню перекрытий.

6.122 Перекрытия каркасных зданий могут выполняться с балками из сплошных или клеевых брусьев, круглых или окантованных бревен. Перекрытия панельных зданий могут выполняться из панелей или отдельных балок. В уровне перекрытий каркасных и панельных зданий по всем несущим стенам должны быть устроены непрерывные обвязки. Элементы обвязки должны соединяться между собой по всему контуру, включая угловые стыки, металлическими накладками или стяжками. Каждая балка перекрытия должна крепиться металлическими связями с балками примыкающего участка перекрытия и горизонтальными обвязками по контуру стен здания.

6.123 Жесткость стен и перекрытий каркасных и панельных зданий должна обеспечиваться раскосами, обшивкой из конструктивной фанеры или диагональной обшивкой из шпунтованных досок.

6.124 Конструкция панелей должна включать контурную обвязку из брусьев с раскосами и обшивки из конструктивной фанеры или диагональные обшивки из шпунтованных досок. Каждая панель должна по всем углам быть связана с примыкающими панелями и горизонтальными обвязками в уровне перекрытий. Должны быть выполнены связи между вертикальными элементами обвязок панелей соседних этажей. Допускается конструктивно объединять связи панелей соседних этажей и их связи с обвязками в уровне перекрытий. Панели нижнего ряда должны быть связаны с фундаментом анкерными болтами. Допускается устанавливать один анкерный болт на две примыкающие стойки обрамления соседних панелей. Связи панелей между собой следует выполнять на болтах. Рекомендуется увеличивать жесткость панельных зданий креплением участка обшивки, выпущенной за контур обвязки панели стены или перекрытия, к обвязке примыкающей панели.

6.125 Жесткость стен из брусьев или бревен должна обеспечиваться постановкой стальных нагелей или шипов из древесины твердых пород по всей площади стен в шахматном порядке

не реже 70 см по длине, а также у углов и в пересечениях стен, на участках, примыкающих к оконным и дверным проемам.

6.126 Оконные и дверные проемы следует обрамлять жесткими вертикальными элементами, рассчитанными на восприятие сейсмических нагрузок из плоскости стены.

6.127 Венцы выше чердачного перекрытия, на которые должны опираться стропила, следует скреплять сквозными нагелями. Верхние венцы в углах и пересечениях следует объединять угловыми балками на врезках и сквозных нагелях.

6.128 В углах и пересечениях стен следует устанавливать сжимы в виде вертикальных стоек с обеих сторон с объединением стяжными болтами с шагом по высоте не более 1,5 м. При этом отверстия под болты в сжимах следует выполнять продолговатыми, не препятствующими осадке срубов. Стойки рекомендуется выполнять неразрезными, на всю высоту здания. Сжимы также должны ставиться у проемов с пролетом более 1,5 м и на участках стен длиной более 6 м.

6.129 Пригонка венцов должна быть плотной. При сейсмичности 8 и 9 баллов следует применять врубку в полдерева с остатком не менее 25 см или без остатка с усилением углов плоскими уголками жесткости с прошивкой их гвоздями. В районах сейсмичностью 7 баллов допускается врубка в полдерева с прошивкой двумя нагелями в узле по осям брусьев или впритык.

6.130 В рубленых домах балки перекрытия следует соединять со стенами врубкой, а в районах сейсмичностью 9 баллов балки перекрытий должны скрепляться стальными гнутыми металлическими полосами с креплением к балке болтами, а к стене — нагелями.

6.131 В районах сейсмичностью 7 и 8 баллов в брусчатых и бревенчатых зданиях анкерные болты крепления обвязки по верху фундамента дополнительно следует устанавливать в углах и пересечениях стен, а при сейсмичности 9 баллов — и в местах расположения сжимов. При этом в целях обеспечения надежной связи стен с фундаментом основные анкера должны пропускаться в обруб на 1—2 венца выше промежуточных дополнительных. Шаг основных анкеров следует принимать не более 1,5 м при сейсмичности 9 баллов и не более 2 м — при 7 и 8 баллах.

6.132 Конструкции крыш следует принимать безраспорными, преимущественно с легкой кровлей. Жесткость конструкций крыш должна обеспечиваться установкой раскосов между стойками в обоих направлениях плана здания.

7 Противопожарные мероприятия

В разделе устанавливаются специальные требования к строительным конструкциям со средствами огнезащиты, автоматическими установками пожарной сигнализации и пожаротушения, системами оповещения и управления эвакуацией людей при пожаре (далее — системы противопожарной защиты), предназначенными для применения в зданиях и сооружениях, возводимых в сейсмических районах.

Основные положения

7.1 Выбор строительных конструкций со средствами огнезащиты и системами противопожарной защиты при проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах следует производить с учетом их устойчивости при пожаре, при прохождении землетрясения и после него.

7.2 Требования по сейсмостойкости к строительным конструкциям со средствами огнезащиты и системами противопожарной защиты должны устанавливаться в соответствии с методиками действующих норм.

7.3 Расчетная сейсмичность для средств огнезащиты и систем противопожарной защиты принимается равной сейсмичности площадки защищаемого объекта с учетом высоты его размещения. При этом расчетная сейсмичность принимается не ниже 7 баллов.

7.4 Устойчивость к сейсмическим воздействиям строительных конструкций со средствами огнезащиты и системами противопожарной защиты следует определять расчетными или экспериментальными методами на натурных фрагментах с учетом требований пп. 5.2.3 и 5.4.4 СП 2.13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты».

7.5 Исходные данные для проектирования строительных конструкций со средствами огнезащиты и системами противопожарной защиты в сейсмических районах следует принимать с

учетом выполненных испытаний на базе испытательной лаборатории ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.

Обеспечение огнестойкости объектов защиты

7.6 Определение размеров здания (пожарного отсека) следует производить в зависимости от степени их огнестойкости, класса конструктивной и функциональной пожарной опасности по действующим нормативным документам.

При этом не допускается увеличение площадей пожарных отсеков при оборудовании помещений установками автоматического пожаротушения.

7.7 Для обеспечения требуемого предела огнестойкости строительных конструкций при необходимости следует применять средства огнезащиты. Применяемые средства огнезащиты должны соответствовать требованиям ст. 13, 35 и 145 № 123-ФЗ.

7.8 Эффективность средств огнезащиты оценивается по ГОСТ Р 53292 и ГОСТ Р 53295. Пределы огнестойкости строительных конструкций с огнезащитой и их класс пожарной опасности устанавливают по ГОСТ 30247 и ГОСТ 30403.

7.9 Подвесные потолки не допускается применять для повышения пределов огнестойкости зданий и сооружений, размещаемых в сейсмических районах.

7.10 При проведении расчетов строительных конструкций со средствами огнезащиты и систем противопожарной защиты на сейсмические воздействия следует выполнять:

определение параметров колебаний и напряженно-деформированного состояния элементов крепления с учетом демпфирования и взаимодействия с основанием;

определение прочности элементов крепления с учетом характеристик прочности средств огнезащиты при динамических нагрузках.

7.11 Нагрузки от средств огнезащиты строительных конструкций и систем противопожарной защиты должны учитываться в расчетах строительных конструкций.

7.12 Допускается формировать требования к пределам огнестойкости строительных конструкций объекта на основе данных об их фактической огнестойкости в условиях сейсмичностью более 7 баллов, полученных путем расчетов динамики развития пожара или экспериментальным путем на здании или его фрагменте с учетом эквивалентной продолжительности пожара и оценки эффективности технических решений по обеспечению огнестойкости строительных конструкций.

7.13 Строительные конструкции со средствами огнезащиты, планируемые к использованию в сейсмических районах, а также конструкции или конструктивные системы, для которых не может быть установлен предел огнестойкости или которые не могут быть отнесены к определенному классу пожарной опасности на основании стандартных огневых испытаний или расчетным путем, должны подвергаться огневым испытаниям на натурных фрагментах по ГОСТ Р 53309.

Требования к оборудованию технологической части автоматических установок пожаротушения

7.14 Для технологической части автоматических установок пожаротушения (трубопроводы, их опорные конструкции, модули пожаротушения, коллекторы, распределительные устройства) следует оценивать сейсмостойкость конструкций.

7.15 Обоснование сейсмостойкости оборудования технологической части автоматических установок пожаротушения при сейсмических воздействиях должно выполняться расчетными и (или) экспериментальными методами, в соответствии с действующими нормативными документами и положениями настоящего раздела.

7.16 Проверка модулей на сейсмические воздействия должна выполняться с учетом их крепления к строительным конструкциям и объединения их коллектором.

7.17 Допускаемые перемещения для оборудования и трубопроводов должны определяться с учетом указаний п. 5.14 в зависимости от эксплуатационных условий (недопустимые соударения, недопустимые перекосы, разуплотнение герметичных стыков и т.п.).

7.18 Сейсмические нагрузки на оборудование технологической части автоматических установок пожаротушения должны задаваться с учетом одновременного сейсмического воздействия по трем пространственным компонентам.

При обосновании сейсмостойкости оборудования технологической части автоматических установок пожаротушения должны учитываться два вида сейсмических нагрузок:

инерционные нагрузки, вызванные динамическими колебаниями системы при заданном сейсмическом воздействии;

нагрузки, возникающие в результате относительного смещения опор оборудования технологической части автоматических установок пожаротушения при сейсмическом воздействии.

7.19 При обосновании сейсмостойкости массивного оборудования технологической части автоматических установок пожаротушения должно учитываться влияние колебаний оборудования на его опорные элементы.

7.20 Расчеты сейсмостойкости протяженных элементов оборудования технологической части автоматических установок пожаротушения должны выполняться с учетом различия в условиях сейсмического нагружения опорных конструкций.

7.21 Сейсмостойкость оборудования технологической части автоматических установок пожаротушения (модули пожаротушения, трубопроводы), частично наполненного жидкостью, должна обосновываться с учетом гидродинамических воздействий при сейсмических колебаниях жидкости.

7.22 Жесткая заделка труб при проходке трубопроводов установок пожаротушения через стены не допускается. Отверстия для пропусков труб через стены должны иметь размеры, обеспечивающие в стене зазор вокруг трубы не менее 0,2 м. Зазор следует заполнять эластичным негорючим материалом с пределом огнестойкости не ниже основной конструкции.

Требования к элементам систем автоматической пожарной сигнализации, оповещения и управления эвакуацией людей при пожаре, приемно-контрольным приборам и приборам управления автоматических установок пожаротушения

7.23 Элементы систем автоматической пожарной сигнализации, оповещения и управления эвакуацией людей при пожаре, приемно-контрольных приборов и приборов управления автоматических установок пожаротушения, кабельных трасс должны выполняться с учетом обеспечения их сейсмостойкости.

7.24 Изделия должны испытываться в собранном, закрепленном, отрегулированном и работоспособном состоянии в режиме, имитирующем рабочее состояние.

7.25 Если масса и габаритные размеры изделий не позволяют испытывать их в полном комплекте на испытательном оборудовании, то испытания допускается проводить по группам изделий или электротехнических панелей.

7.26 Параметры режимов нагрузок при испытаниях контролируются в основании крепления изделий. Способ крепления изделия на плите стенда должен быть аналогичен способу его крепления при эксплуатации.

8 Восстановление и усиление зданий

8.1 Требования настоящего раздела должны соблюдаться при разработке мероприятий по обеспечению сейсмостойкости эксплуатируемых зданий, восстанавливаемых после землетрясения, а также усиливаемых в связи с изменением сейсмичности площадки строительства или назначения объекта.

8.2 Проектная документация по повышению сейсмостойкости зданий разрабатывается на основе анализа материалов детального обследования основания и конструктивных элементов здания.

В проекте рекомендуется использовать следующие технические мероприятия:

изменение объемно-планировочных решений путем разделения зданий сложных конструктивных схем на отсеки простой формы антисейсмическими швами, разборки верхних этажей здания, устройства дополнительных элементов жесткости для обеспечения симметричного расположения жесткостей в пределах отсека и уменьшения расстояния между ними;

усиление стен, рам, вертикальных связей для обеспечения восприятия усилий от расчетных сейсмических воздействий;

увеличение надежности соединения элементов сборных перекрытий устройством или усилением антисейсмических поясов;

обеспечение связей между стенами различных направлений, между стенами и перекрытиями;

усиление элементов соединения сборных конструкций стен;

изменение конструктивной схемы здания, в том числе путем введения системы дополнительных конструктивных элементов;

снижение массы здания, использование сейсмоизоляции, пассивного демпфирования и других методов регулирования сейсмической реакции;

изменение функционального назначения здания (снижение уровня ответственности).

8.3 Решения о восстановлении или усилении зданий должны приниматься с учетом их физического и морального износа, назначения и социально-экономической целесообразности мероприятий по восстановлению или усилению.

Приложение А

Карты ОСР-97

Карты общего сейсмического районирования территории Российской Федерации — ОСР-97 см. в СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах» (изданы отдельно в виде вкладки).

Приложение Б

Таблица Б.1

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы			
		6	7	8	9
I	Скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие) невыветрелые и слабовыветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя; выветрелые и сильновыветрелые скальные и нескальные твердомерзлые (вечномерзлые) грунты при температуре минус 2 °С и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии)	—	6	7	8
II	Скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к I категории; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к I категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \le 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ — для глин и суглинков и $e < 0,7$ — для супесей; вечномерзлые нескальные грунты пластично-мерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше минус 2 °С при строительстве и эксплуатации по принципу I	6	7	8	9
III	Пески рыхлые независимо от степени влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \le 0,5$ при коэффициенте пористости $e \ge 0,9$ — для глин и суглинков и $e \ge 0,7$ — для супесей; вечномерзлые и нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (при допущении оттаивания грунтов основания)	7	8	9	> 9

Примечания:

1. В случае неоднородного состава грунты площадки строительства относятся к более неблагоприятной категории грунта по сейсмическим свойствам, если в пределах 10-метрового слоя грунта, считая от планировочной отметки в случае выемки и черной отметки — в случае насыпи, суммарная мощность слоев, относящаяся к этой категории, превышает 5 м.

2. При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод и (или) обводнения грунтов в процессе эксплуатации сооружения категории грунта следует определять в зависимости от свойств грунта (степени влажности, показателя текучести) в замоченном состоянии (за исключением локального аварийного замачивания, влияние которого при уточнении сейсмичности площадки не учитывается).

3. Пылевато-глинистые грунты (в т.ч. просадочные) при коэффициенте пористости $e \ge 0,9$ — для глин и суглинков и $e \ge 0,7$ — для супесей могут быть отнесены ко II категории по сейсмическим свойствам, если нормативное значение их модуля деформации $E \ge 12$ МПа, а при эксплуатации сооружений будут обеспечены условия неподтопления грунтов оснований.

4. При строительстве на вечномерзлых нескальных грунтах по принципу II, если зона оттаивания распространяется до подстилающего талого грунта, грунты основания следует рассматривать как невечномерзлые (по фактическому состоянию после оттаивания).

5. Если грунты I категории подстилаются грунтами II или III категории, то снижение сейсмичности площадки строительства допускается при мощности слоя грунта I категории не менее 30 м от планировочной отметки.

Приложение В

Характеристики пространственной модели

В.1. Коэффициенты пространственных форм колебаний η_{jik} и $\overline{\eta}_{jik}$ следует определять по формулам:

$$\eta_{jik} = X_{jik}\eta_i; \tag{В.1}$$

$$\overline{\eta}_{jik} = \alpha_{jik}\eta_i, \tag{В.2}$$

где X_{jik} и α_{jik} — перемещения и углы поворота k-го ($k = 1, 2, ..., n$) узла РДМ по j-му ($j = 1, 2, 3$) направлению при i-й форме колебаний (рис. В.1, *б*);

$$\eta_i = \chi_1 \frac{\sum\limits_{p=1}^{n}\sum\limits_{j=1}^{3}\left\{m_p X_{jip}\left[\nu_{X_{j0}} + w\chi_2 E_{jmn}\left(x_{mp}\nu_{\ddot{\alpha}_{n0}} - x_{np}\nu_{\ddot{\alpha}_{m0}}\right)\right] + w\chi_2\Theta_{jp}\alpha_{jip}\nu_{\ddot{\alpha}_{j0}}\right\}}{\sum\limits_{p=1}^{n}\sum\limits_{j=1}^{3}\left\{m_p X_{jip}^2 + \Theta_{jp}\alpha_{jip}^2\right\}}, \tag{В.3}$$

где E_{jmn} — символы, определяющие расстановку компонент следующим образом:

при $j = 1$, $m = 2$, $n = 3$;

$j = 2$, $m = 3$, $n = 1$;

$j = 3$, $m = 1$, $n = 2$;

а) *б)*

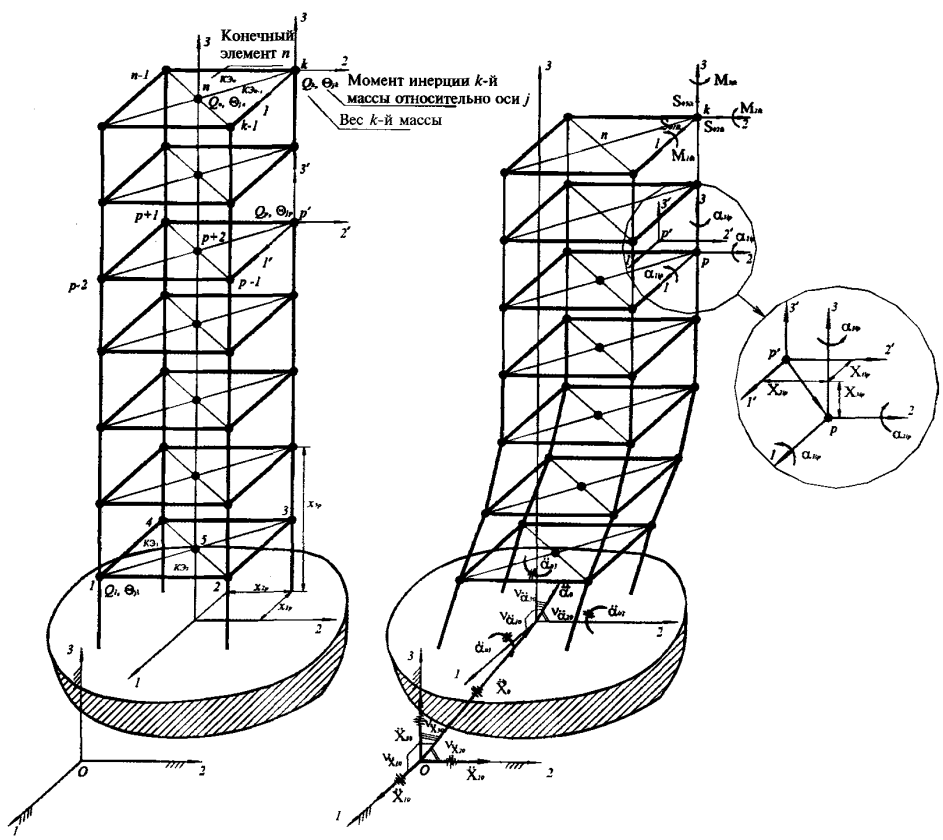

Рис. В.1. **Пространственная расчетная динамическая модель сооружения**

а — состояние покоя; *б* — *i*-я форма колебаний

x_{mp} и x_{np} — координаты p-го узла в осях основания сооружения (j = 1, 2, 3; p = 1, 2, ..., n), см. рис. В.1;

χ_1 — коэффициент, учитывающий спектр длин сейсмических волн, на которые выполняется расчет, определяют по п. В.2;

χ_2 — коэффициент, учитывающий спектр ротационных ускорений грунта в основании сооружения, определяют по п. В.3;

w — относительная интенсивность угловых ускорений ротации сейсмического движения грунта в основании сооружения, определяемая по п. В.4;

$\nu_{\ddot{X}_{j0}}$ и $\nu_{\ddot{\alpha}_{j0}}$ (j = 1, 2, 3) — направляющие косинусы векторов ускорения поступательного движения и вращения грунтового основания (рис. В.1, *б*), удовлетворяющие следующим условиям:

$$\sum_{j=1}^{3} \nu^2_{\ddot{X}_{j0}} = 1 \text{ и } \sum_{j=1}^{3} \nu^2_{\ddot{\alpha}_{j0}} = 1. \qquad \text{(В.4)}$$

В.2. Значение коэффициента χ_1, учитывающего спектр длин сейсмических волн, на которые выполняется расчет, зависит от параметров землетрясения, категории грунта по сейсмическим свойствам, а также от размеров сооружения в плане. При отсутствии данных о расстоянии до эпицентра землетрясения и спектре прогнозируемых сейсмических волн значения коэффициента χ_1 определяются по графикам рис. В.2 или по формулам табл. В.1.

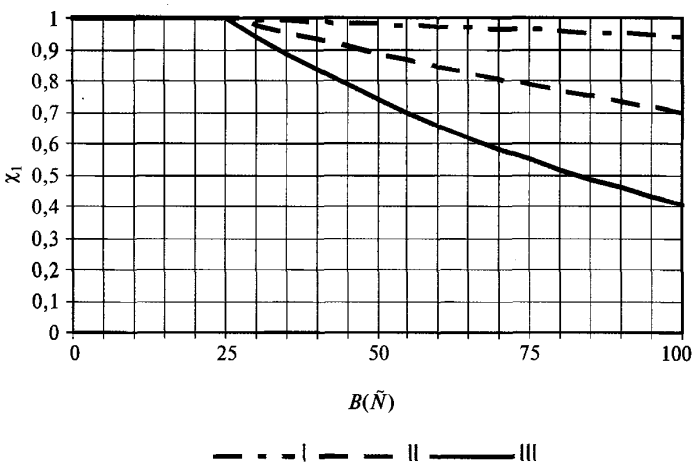

Рис. В.2. **Графики нормированных функций $\chi_1(B)$, B, м — наименьший размер сооружения в плане**

Таблица В.1

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Участок графика рис. В.2, параллельный размер сооружения в плане, B, м	Значение χ_1 или формула для участка
I	От 0 до 25 м	1,0
	» 25 » 100 м	$e^{-8(B-25)} \cdot 10^{-4}$
II	» 0 » 25 м	1,0
	» 25 » 100 м	$e^{-4,8(B-25)} \cdot 10^{-3}$
III	» 0 » 25 м	1,0
	» 25 » 100 м	$e^{-1,2(B-25)} \cdot 10^{-2}$

В.3. Значения коэффициента χ_2, учитывающего спектр ротационных ускорений грунта в основании сооружения, зависят от тех же параметров, что и χ_1, и дополнительно — от размеров сооружения в плане. Коэффициент χ_2 имеет тот же физический смысл, что и χ_1, но для ротационных характеристик сейсмического движения грунта. При отсутствии данных о прогнозируемом землетрясении значения коэффициента χ_2 определяются по графикам рис. В.3 или по формулам табл. В.2.

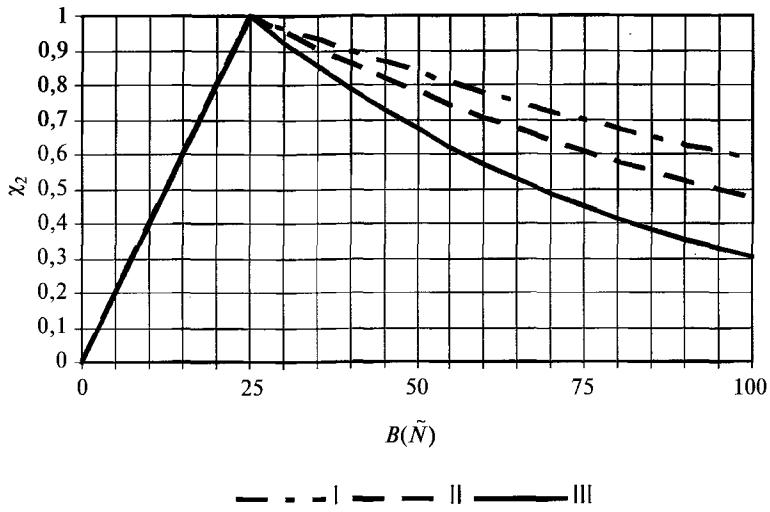

Рис. В.3. **Графики нормированных функций $\chi_2(B)$, B, м — наименьший размер сооружения в плане**

Таблица В.2

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Участок графика рис. В.3, параллельный размер сооружения в плане, B, м	Значение χ_2 или формула для участка
I	От 0 до 25 м	$0{,}04B$
	» 25 » 100 м	$e^{-7{,}2(B-25)}\cdot 10^{-3}$
II	» 0 » 25 м	$0{,}04B$
	» 25 » 100 м	$e^{-1(B-25)}\cdot 10^{-2}$
III	» 0 » 25 м	$0{,}04B$
	» 25 » 100 м	$e^{-1{,}6(B-25)}\cdot 10^{-2}$

В.4. Значения относительной интенсивности угловых ускорений ротации движения грунта в основании сооружения w зависят от спектра длин ротационных сейсмических волн, расстояния до эпицентра землетрясения и категории грунта по сейсмическим свойствам. В зависимости от этих параметров значения w вычисляются по специальным алгоритмам. При отсутствии этих данных о прогнозируемом землетрясении значения w следует принимать равными $2\cdot 10^{-2}$; $6\cdot 10^{-2}$; $9\cdot 10^{-2}$ $м^{-1}$ для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам.

УДК [69+699.841]

Ключевые слова: сейсмические воздействия, сейсмостойкость, здания, расчет, проектирование, конструктивные требования, огнестойкость.

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

ФГУП «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Нормы проектирования зданий

СТО 36554501-016-2009

Ответственная за выпуск Л.Ф. Калинина

Формат 60×84 1/8. Тираж 200 экз. Заказ № 1421.

Отпечатано в ООО «КНТ Синема Принт»
Москва, Мосфильмовская ул., д.1, корп. 3

gost.e-ecolog.ru